Arktec

Manual de Normas e Regulamentos

Tricalc 9.0

Cálculo Espacial de Estruturas Tridimensionais

Rev. 9.0.00 Julho 2015

Índice

ADAPTAÇÃO À REGULAMENTAÇÃO PORTUGUESA RSA, REBAP, EC3, EC4, EC5, EC6 E EC8. 9
Introdução 9
RSA: Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes 10
Sistema de unidades 10
Estados Limites 11
Classificação das ações 12
Critérios de quantificação de ações 13
Valores de cálculo para as ações 14
Combinações de ações 14
E.L.U. :Combinações Fundamentais (CF) 15
E.L.U. : Combinações Acidentais (CA) 16
E.L.S. : Combinações Raras (CR) 16
E.L.S. : Combinações Frequentes(CF) 17
E.L.S. : Combinações quase-permanentes (CQP) 17
Valores por defeito 17
Ação do vento 18
Vetor de atuação da força do vento 18
Ação do sismo 19
REBAP: Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (decreto - Lei nº 349 - C/83 de 30 de Julho) e (decreto - Lei nº 357/85 de 2 de Setembro 23
Materiais e suas propriedades 23
Tipos e classes de betões 23
Tensão de rotura à tração 24
Módulo de elasticidade e módulo de Poisson 24
Valores de cálculo das tensões de rotura 25
Relações tensão-deformação 25
Tipos de armaduras utilizadas 25
Ações 25
Variações de temperatura 25
Ação do sismo 25
Verificação da segurança: estados limites últimos 25
Esforços atuantes: redistribuição 26
Normal e flexão 26
Esforço transverso 26
Punçoamento 26
Torção 27
Torção associada à flexão e/ou esforço transverso 28
Encurvadura 28
Verificação da segurança: estados limites utilização 29
Fendilhação 29
Deformação 30
Disposições construtivas 30
Distâncias e recobrimentos 30
Amarração de armaduras 31
Sobreposição de armaduras 31
Vigas 31
Pilares 32
Muros 33
Ductilidade Melhorada 33

Lajes Aligeiradas, Lajes Fungiformes Aligeiradas e Lajes Maciças 33
Armadura principal mínima 33
Espaçamento máximo dos varões da armadura principal 33
Armadura inferior entre apoios e translação do gráfico de momentos 34
Armadura de punçoamento 34
Largura e espaçamento das nervuras 34
Espessura mínima da lajeta de compressão 34
Armadura mínima da lajeta 34
EC3 Eurocódigo 3: Comprovação de Estruturas Metálicas 35
Bases de Cálculo 35
Materiais 35
Coeficientes parciais de segurança para determinar a resistência 38
Análise estrutural e cálculo dos esforços 39
Imperfeições 40
Estados limite de utilização 40
Estados limite últimos 40
Classificação das secções 40
Características das secções da classe 4 43
Secção eficaz de perfis abertos enformados a frio 45
Resistência das secções 46
Secções laminadas, soldadas e de tubo estrutural 46
Estaca-prancha 52
Perfis abertos enformados a frio 55
Resistência à encurvadura lateral 59
Comprovação do empenamento da alma por transverso 60
Perfis laminados ou soldados 60
Perfis abertos enformados a frio 62
Resistência ao fogo 64
Regras gerais e campo de aplicação 64
Propriedades dos materiais 65
Classificação das secções 66
Modelos de cálculo 66
Cálculo da resistência ao fogo 66
Cálculo da temperatura crítica 69
Cálculo da temperatura do aço 70
EC4 Eurocódigo 4: Estruturas mistas de betão e aço. Lajes de cofragem perfilada 71
Tipologias de lajes de chapa 71
Critérios de cálculo 72
Chapas como cofragem: fase de execução 72
Laje perfilada: fase de exploração 72
Secção de referência 72
Flexão da chapa como cofragem 74
Momentos positivos sem armadura 74
Fibra neutra por cima da chapa 74
Fibra neutra dentro da chapa 74
Momentos positivos com armadura 75
Momentos negativos 75
Esforço atrito 76
Fissuração 76
Flecha 76
Resistência ao fogo 77

Regras gerais e campo de aplicação 77
Curva tensão deformação do betão 78
Curva tensão deformação das armaduras 79
EC5 Eurocódigo 5: Comprovação de barras de madeira 81
Âmbito de aplicação 81
Ações de cálculo 81
Cálculo de esforços 81
Estados limite últimos (E.L.U.) 81
Inércia variável em madeira laminada 82
Zonas de vértice, barras curvas e com intradoz curvo em madeira laminada 83
Estado limite de serviço (E.L.S.) 83
Limitação das flechas 84
Estabilidade das peças: Encurvadura por flexão e compressão combinadas 84
Variáveis que intervêm no cálculo 86
Comprovação de encurvadura por flexo-compressão 86
Estabilidade das peças: Derrube lateral de vigas 86
Comprovação do vão lateral em flexo-compressão 87
Cálculo sob a ação do fogo 87
Valores de cálculo das propriedades do material 87
Regra de combinação das ações 88
Carbonização da madeira 88
Comprovação pelo método da secção reduzida 90
Classes resistentes de madeira 90
Madeira serrada. Espécies de coníferas e choupo 90
Madeira serrada. Espécies frondosas 91
Madeira laminada colada homogénea 92
Madeira laminada colada combinada 92
Valores de cálculo das propriedades do material 93
Modificação da resistência segundo a classe de serviço e a duração da ação 93
Modificação por geometria e segundo a classe da madeira 93
Fator de ação partilhada (compartida k_c) 93
Coeficiente parcial de segurança (γ_M) 93
EC6 Eurocódigo 6 e CTE DB SE-F: Projeto de Estruturas de Alvenaria 95
Âmbito de aplicação 95
Propriedades das Alvenarias 95
Resistência à compressão da alvenaria 96
Resistência ao transverso na alvenaria 98
Resistência à flexão da alvenaria 99
Módulo de elasticidade longitudinal (Young) e coeficiente de Poisson 99
Materiais 99
Coeficientes parciais de segurança dos materiais 100
Cálculo da alvenaria não armada 100
Compressão vertical e encurvadura 100
Axial mais flexão 104
Transverso 105
Reforço da integridade estrutural 106
Cálculo da alvenaria armada 106
Armaduras de juntas horizontais 106
Armaduras de juntas verticais 107
Resistência às solicitações normais 108
Resistência ao transverso 108

Amarração das armaduras 109
Cálculo da alvenaria confinada 110
Lintéis 110
Esforços a considerar 111
Lintéis de betão armado (paredes de Termoargila e de blocos de betão) 111
Lintéis de aço (paredes de material diferente da Termoargila) 112
Comprovação do apoio do lintel 112
Ações concentradas 112
Roços e Ressaltos 113
Resistência ao fogo das alvenarias 115
EC8 Eurocódigo 8: Espectros para sismo genérico de acordo com NP EN 1998-1:2010 + NA 115
Fator de escala horizontal e vertical 117
Considerações construtivas 118

ADAPTAÇÃO ÀS NORMAS DO BRASIL 121

Introdução 121
ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de betão - Procedimento 121
Estados limites 121
Classificação das ações 122
Combinações de esforços realizados 123
Estado limite último 123
Estado limite de serviço 124
Ação do vento (NBR-6123-1988) 124
Ação do sismo 125
Materiais e suas propriedades 126
Tipos e classes de betões 126
Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson 127
Resistência de cálculo do betão 127
Resistência à tração do betão 127
Relações tensão-deformação e domínios de deformação 128
Tipos de armaduras utilizadas 128
Resistência de cálculo do aço 128
Flexão 129
Compressão - encurvadura 129
Torção 131
Esforço transverso 132
Solicitações combinadas 134
Punçoamento 134
Verificação da segurança: estados limites utilização 135
Fendilhação 135
Deformação 136
Disposições construtivas 136
Distâncias e recobrimentos 136
Amarração de armaduras 136
Emendas por traspasse 137
Vigas 137
Pilares 138
Lajes 139
Sapatas 139
Betão em massa 139

ABNT NBR 8800:2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e betão de edifícios 140
Introdução 140
Campo de aplicação 140
Materiais 140
Ações 141
Combinações de ações para Estados Limite Últimos 142
Combinações de ações para Estados Limite de Serviço 142
Resistência 142
Estabilidade e análise estrutural 143
Tipos de análise estrutural 143
Imperfeições geométricas iniciais 143
Classificação das estruturas pela sua sensibilidade aos deslocamentos laterais 145
Determinação dos esforços de cálculo para ELU 146
Condições específicas para o dimensionamento de elementos de aço 146
Classificação das secções transversais 146
Barras prismáticas em tração 150
Barras prismáticas em compressão 151
Fator de redução χ 151
Barras prismáticas submetidas a flexão 152
Fator C_b para gráficos de momentos não uniformes 153
Barras prismáticas submetidas a transverso 154
Secções em I, H ou U com flexão no plano da alma (eixo forte) 154
Secções em caixão e tubos estruturais retangulares 155
Secções em T fletidas no plano da alma 155
Secções formadas por 2 L em forma de T fletidas no plano de simetria 155
Secções em I, H ou U com flexão no eixo débil 155
Secções tubulares circulares 155
Barras prismáticas submetidas a esforços combinados 156
Barras submetidas ao axial, flexão e transverso 156
Barras submetidas a torsão, axial, flexão e transverso 156
Deformações máximas admissíveis 158
ABNT NBR 14762:2010: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis enformados a frio 159
Introdução 159
Campo de aplicação 159
Materiais 159
Ações 160
Resistência 160
Limite de fluência e seu aumento pelo enformado a frio 160
Estabilidade e análise estrutural 161
Métodos para dimensionamento das barras 161
Condições específicas para o dimensionamento de barras 161
Condições gerais 161
Encurvadura local 162
Rigidizadores transversais 166
Barras tracionadas 166
Barras comprimidas 166
Encurvadura por flexão, torsão e flexo torsão 166
Encurvadura por distorção (empenamento) 167
Barras submetidas a flexão simples 168

Momento fletor 168
Transverso 169
Flexão e transverso combinados 170
Barras submetidas a flexão composta 170
Deformações máximas admissíveis 171

Anexo A

Adaptação à Regulamentação Portuguesa RSA, REBAP, EC3, EC4, EC5, EC6 e EC8.

Introdução

Neste anexo reúne-se a implementação no programa Tricalc, dos diferentes regulamentos de cumprimento obrigatório em Portugal. Os regulamentos reunidos são:

- **RSA:** Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (Decreto - lei nº 235/83 de 31 de Maio).
- **REBAP:** Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado (Decreto - lei nº349-C/83 de 30 de Julho).
- **EC-2:** EN 1992-1-2:2005 Eurocódigo 2 (resistência ao fogo).
- **EC-3:** EN 1993-1-1:2005, EN 1993-1-2:2005, EN 1993-1-3:2006, EN 1993-1-5:2006, EN 1993-1-8:2005 e EN 1993-5:2007 Eurocódigo 3.
- **EC-4:** EN 1994-1-1:2005 e EN 1994-1-2:2006 Eurocódigo 4.
- **EC-5:** EN 1995-1-1:2006 e EN 1995-1-2:2004 Eurocódigo 5.
- **EC-6:** EN 1996-1-1:2005 e EN 1996-1-2:2005 Eurocódigo 6.

Advertência	O programa Tricalc implementa diversos artigos destes regulamentos, devendo-se observar que os artigos não reunidos neste anexo ou reunidos noutras normas ou regulamentos diferentes dos especificados, não são considerados pelo programa Tricalc. O utilizador deverá verificar o cumprimento dos artigos ou normas que considere de aplicação em cada caso.

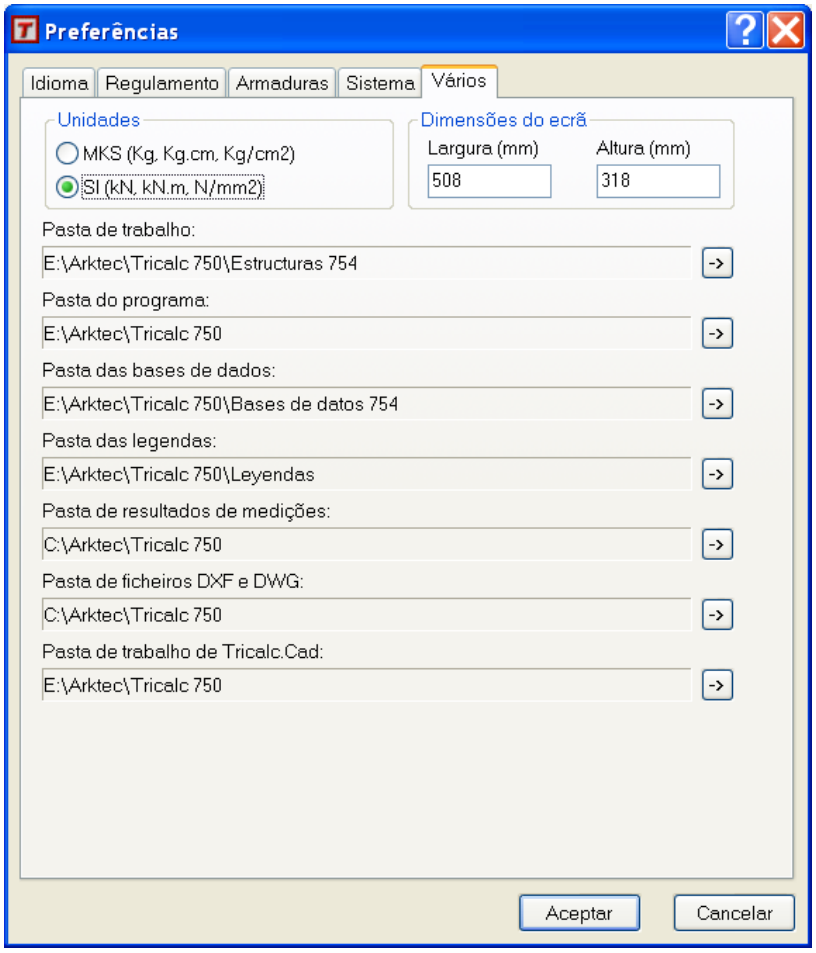
RSA: Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

Sistema de unidades

Tricalc permite utilizar indistintamente o sistema de unidades MKS (metro, quilograma, segundo) e o sistema de unidades da Norma Internacional ISO - 4357, conforme está no Art.2. As unidades utilizadas são:

- **Esforços e ações concentradas ou distribuídas:**
  - **KN** (kiloNewton).
  - **kN/m** (kiloNewton por metro)
  - **kN/m^2** (kiloNewton por metro quadrado)
- **Peso específico:**
  - **kN/m^3** (kiloNewton por metro cúbico).
- **Momentos fletores ou torsores:**
  - **kN.m** (kiloNewton metro).
- **Tensões e resistências:**
  - **Mpa** (MegaPascal, 1MPa=1N/mm^2=1MN/m^2).

A unidade utilizada para comprimentos é sempre o centímetro. Podem-se obter planos de execução da estrutura com cotas tanto em centímetros como em metros.



As equivalências utilizadas pelo programa para a conversão entre ambos os sistemas de unidades são:

- 1 kgf equivale a 9.803 N
- 1 kgf/cm^2 equivale a 0.09807 MPa (N/mm^2)
- 1 N equivale a 0.101968 Kgf
- 1 MPa equivale a 10.1968 Kgf/cm^2

Estados Limites

O programa Tricalc verifica a segurança da estrutura em relação a diferentes estados limites, de acordo com o RSA - Art.4. Os estados limites considerados são:

Estados limites últimos **(E.L.U.)**.

Estados limites de utilização ou de serviço **(E.L.S.)**.

Classificação das ações

Tricalc classifica as ações em três grupos, conforme a sua variação no tempo, conforme o RSA - Art.6 e EC3:

AÇÕES PERMANENTES (G): Aquelas que assumem valores constantes durante o período de vida da estrutura, tais como o peso próprio da estrutura, impulsos de terras ou ações de elementos fixos. O programa considera todas as ações introduzidas em hipótese 0 como ações permanentes.

Tricalc considera as ações introduzidas na hipótese 0 em todas as combinações que realiza.

AÇÕES VARIÁVEIS (Q): Aquelas que assumem valores com uma variação significativa relativamente ao seu valor médio durante a vida da estrutura, tais como sobrecargas, ações de vento, ações de sismo, mudanças de temperatura, neve... O programa permite introduzir ações variáveis nas seguintes hipóteses de ação:

HIPÓTESE 1, 2, 9 e 10	Sobrecargas de utilização
HIPÓTESE 3, 4, 25 e 26	Ação do vento
HIPÓTESE 5, 6, 7, 8 e 24	Ação do sismo
HIPÓTESE 11 a 20	Sobrecargas móveis de aplicação não simultânea
HIPÓTESE 21	Ação da temperatura
HIPÓTESE 22	Ação da neve

Considera-se que as ações nas hipóteses 1+2 e 9+10 são ações alternativas, considerando o programa o efeito mais desfavorável de aplicar 1+2 em oposição a 9+10.

Considera-se que as ações nas hipóteses 3, 4, 25 e 26 são ações alternativas, considerando o programa o efeito mais desfavorável de aplicar 3, 4, 25 ou 26, mas nunca de forma conjunta.

Considera-se que as ações nas hipóteses 5, 6, 7, 8 e 24 são ações de aplicação alternativa, considerando o programa o efeito mais desfavorável de aplicar individualmente 5 ou 6 ou 7 ou 8 ou 24, mas não de forma conjunta.

Considera-se que as ações móveis das hipóteses 11 a 20 inclusive, são ações alternativas, considerando o programa o efeito mais desfavorável de aplicar cada uma das ações nas suas hipóteses.

Considera-se que as ações nas hipóteses 21 e 22 são ações cujo efeito se considera simultaneamente com as restantes hipóteses.

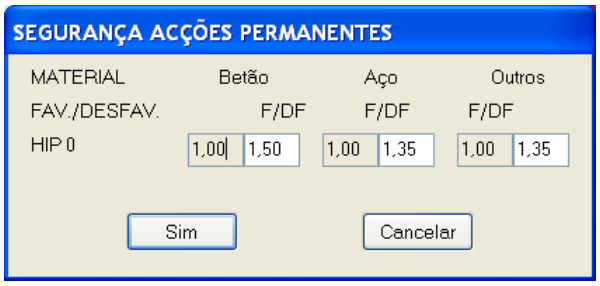
AÇÕES ACIDENTAIS OU DE ACIDENTE (A): Aquelas ações que com muito pouca probabilidade adquirem valores significativos dentro da vida da estrutura, tais como explosões, choques de veículos... O programa considera todas as ações introduzidas na hipótese 23 como ações de acidente.

A função **Ações>Opções...** mostra os diferentes tipos de ações que considera o programa. É possível definir **Coeficientes de segurança** para as ações permanentes, as ações variáveis e as ações acidentais. Para cada uma das hipóteses de ação, é possível definir dois valores de coeficiente de segurança dependente do material de cada barra da estrutura: betão, aço ou outro diferente dos anteriores.

O coeficiente de segurança pode ter dois valores, um a considerar quando o efeito da ação for FAVORÁVEL (F) e o outro quando for DESFAVORÁVEL (DF). O programa realiza combinações de ações considerando ambos os coeficientes.

Critérios de quantificação de ações

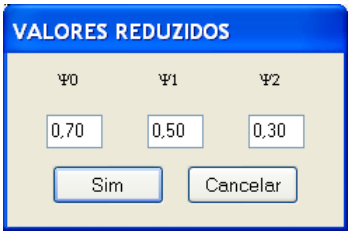
As ações quantificam-se pelos seus valores característicos, e no caso das ações variáveis, pelos seus valores reduzidos ou representativos, segundo o RSA - Art.6. e EC3.



O programa considera um único valor característico para cada ação permanente. EC3 permite utilizar dois valores característicos, um superior e outro inferior quando se preveja que as ações permanentes variarão durante a vida da estrutura.

O programa permite a definição de três coeficientes de combinação que permitem considerar três valores reduzidos das ações variáveis:

Ψ_0	Valor de combinação
Ψ_1	Valor frequente
Ψ_2	Valor quase permanente



Valores de cálculo para as ações

O programa permite definir um coeficiente de segurança para cada uma das ações nas hipóteses de 0 a 24, inclusive, que tem em conta a possibilidade de variações na ação e a incerteza na sua determinação.

Para cada ação é possível definir um coeficiente parcial de segurança a considerar quando o seu efeito for favorável, e outro diferente quando o seu efeito for desfavorável.

Para as ações permanentes o programa permite considerar um único coeficiente parcial de segurança γ_G.

Combinações de ações

O programa considera diferentes combinações de ações conforme se verifique a segurança em relação a cada um dos estados limites, conforme RSA - Art.7 e EC3 - Art.2.3.2.2.

Para os estados limites últimos (E.L.U.) consideram-se duas combinações de ações:

- Combinações Fundamentais: Consideram-se as ações permanentes e as ações variáveis.
- Combinações Acidentais: Consideram-se as ações permanentes, as ações variáveis e as acidentais.

Para a verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização ou de serviço (E.L.S.), consideram-se três combinações de ações:

- Combinações raras: Estados limites de muito curta duração.
- Combinações frequentes: Estados limites de curta duração.
- Combinações quase permanentes: Estados limites de longa duração.

O programa realiza de forma automática combinações com as ações introduzidas, segundo os critérios de RSA - Art.9, 12 e EC3 - Art.2.3.2.2, 2.3.3.2.

E.L.U. :Combinações Fundamentais (CF)

O programa realiza de forma automática diferentes combinações. Em cada grupo de combinações consideram-se os coeficientes parciais de segurança para o caso em que o efeito de cada ação de combinação seja favorável e desfavorável. O valor do esforço atuante, **S_d**, calcula-se em cada combinação da seguinte forma:

CF1

Ações permanentes hipótese 0

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0}$$

CF2

Ações variáveis de hipótese 1, 2, 9 e 10

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \sum_{i=1,2,9,10} \gamma_{Qi} S_{Qi}$$

CF3

Ações variáveis de hipóteses alternativas 1, 2 e 9, 10:

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \sum_{i=(1+2),(9+10)} \gamma_{Qi} S_{Qi}$$

CF4

Ação Base Ação Variável: Sobrecargas em hipóteses 1+2 e 9+10.

Valor de combinação de ações de Vento (3, 4, 25 e 26), de Sismo (5, 6, 7, 8 e 24), Ações Móveis (11 a 20), Ações de Temperatura (21) e de Neve (22).

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \sum_{i=(1+2),(9+10)} \gamma_{Qi} S_{Qi} + \sum_{j=(3,4,25,26)(5,6,7,8,24)(11a20)(21)(22)} \gamma_{Qj} \psi_{0,j} S_{Qj}$$

CF5

Ação Base Ação Variável: Ações Móveis em hipótese 11 a 20.

Valor de Combinação de Sobrecargas em hipóteses (1+2 e 9+10), Ações de Vento (3, 4, 25 e 26), de Sismo (5, 6, 7, 8 e 24), Ações de Temperatura (21) e de Neve (22).

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \sum_{i=11a20} \gamma_{Qi} S_{Qi} + \sum_{j=(1+2,9+10)(3,4,25,26)(5,6,7,8,24)(21)(22)} \gamma_{Qj} \psi_{0,j} S_{Qj}$$

CF6

Ação Base Ação Variável: Ação do Vento em hipótese 3, 4, 25 e 26.

Valor de Combinação de Sobrecargas (1+2 e 9+10) Ações Móveis (11 a 20,), de Sismo (5, 6, 7, 8 e 24), Ações de Temperatura (21) e de Neve (22).

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \sum_{i=3,4,25,26} \gamma_{Qi} S_{Qi} + \sum_{j=(1+2,9+10)(11a20)(5,6,7,8,24)(21)(22)} \gamma_{Qj} \psi_{0,j} S_{Qj}$$

CF7

Ação Base Ação Variável: Ação de Temperatura em hipótese 21

Valor de Combinação de Sobrecargas (1+2 e 9+10) Ações Móveis (11 a 20,) Ações de Vento (3,4,25 e 26), de Sismo (5, 6, 7, 8 e 24) e de Neve (22).

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \gamma_{Q21} S_{Q21} + \sum_{j=(1+2,9+10)(11a20)(3,4,25,26)(5,6,7,8,24)(22)} \gamma_{Qj} \psi_{0,j} S_{Qj}$$

CF8

Ação Base Ação Variável: Ação da Neve em hipótese 22

Valor de Combinação de Sobrecargas (1+2 e 9+10) Ações Móveis (11 a 20,) Ações de Vento (3,4,25 e 26), de Sismo (5, 6, 7, 8 e 24), Ações de Temperatura (21).

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \gamma_{Q22} S_{Q22} + \sum_{j=(1+2,9+10)(11a20)(3,4,25,26)(5,6,7,8,24)(21)} \gamma_{Qj} \psi_{0,j} S_{Qj}$$

CF9

Ação Base Ação Variável: Ação do Sismo em hipótese 5, 6, 7, 8 e 24.

Valor de Combinação de Sobrecargas (1+2 e 9+10) Ações Móveis (11 a 20,) Ações de Vento (3,4,25 e 26).

$$S_d = S_{G0} + \sum_{i=5,6,7,8,24} \gamma_{Qi} S_{Qi} + \sum_{j=(1+2,9+10)(11a20)(3,4,25,26)} \psi_{2,j} S_{Qj}$$

E.L.U. : Combinações Acidentais (CA)

CA1

Ação Base Ação Acidental: Ações em hipótese 23

Valor de Combinação de Sobrecargas (1+2 e 9+10) e de Ações Móveis (11 a 20). Não se combina com vento, sismo, neve nem temperatura.

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \gamma_{Q23} S_{Q23} + \sum_{j=(1+2,9+10)(11a20)} \psi_{2,j} S_{Qj}$$

Note-se que EC3, no Art.2.3.2.2 estabelece que na combinação para situações de cálculo acidentais deve-se considerar uma das ações variáveis com o seu coeficiente de combinação frequente, e as restantes ações variáveis com o coeficiente de combinação quase-permanente.

E.L.S. : Combinações Raras (CR)

CR1

Ação Base Ações Variáveis em hipótese 1, 2, 1+2, 9, 10 e 9+10.

Valor de Combinação de Ações Móveis (11 a 20), Temperatura (21) e de Neve (22). Não se combina com vento, sismo nem acidental.

$$S_d = S_{G0} + S_{Qi} + \sum_{j=(11a20)(21)(22)} \psi_{0,j} S_{Qj}$$ para **i=1,2,1+2,9,10 e 9+10**.

CR2

Ação Base Ações Móveis em hipótese 11 a 20.

Valor de Combinação de Ações Variáveis em hipótese 1, 2, 1+2, 9, 10 e 9+10, Temperatura (21) e de Neve (22). Não se combina com vento, sismo nem acidental.

$$S_d = S_{G0} + S_{Qi} + \sum_{j=(1,2,9,10)(21)(22)} \psi_{0,j} S_{Qj}$$ para **i=11 a 20**

E.L.S. : Combinações Frequentes(CF)

CF1

Ação Base Variáveis em hipótese 1, 2, 1+2, 9, 10 e 9+10.

Valor de Combinação de Ações Móveis (11 a 20), Temperatura (21) e de Neve (22). Não se combina com vento, sismo nem acidental.

$$S_d = S_{G0} + \psi_{1,i} S_{Qi} + \sum_{j=(11a20)(21)(22)} \psi_{0,j} S_{Qj}$$ para **i=1,2,1+2,9,10 e 9+10**

CF2

Ação Base Ações Móveis em hipótese 11 a 20.

Valor de Combinação de Ações Variáveis em hipótese 1, 2, 1+2, 9, 10 e 9+10, Temperatura (21) e de Neve (22). Não se combina com vento, sismo nem acidental.

$$S_d = S_{G0} + \psi_{1,i} S_{Qi} + \sum_{j=(1,2,9,10)(21)(22)} \psi_{0,j} S_{Qj}$$ para **i=11 a 20.**

E.L.S. : Combinações quase-permanentes (CQP)

Todas as ações variáveis são afetadas pelo coeficiente de combinação quase-permanente.

$$S_d = S_{G0} + \sum_{j=(1,2,9,10,1+2,9+10)(11a20)(21)(22)} \psi_{2,j} S_{Qj}$$

Valores por defeito

Coeficientes de Segurança: Efeito Favorável (F) e Efeito Desfavorável (DF):

γ_g Ações permanentes F/DF 1,00 / 1,50

γ_q Ações Variáveis F/DF 1,00 / 1,50

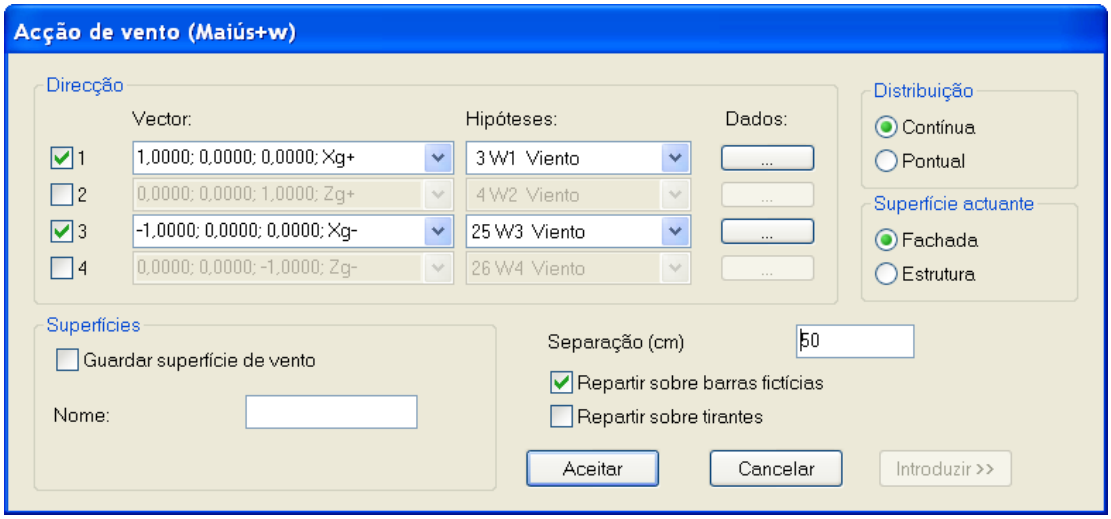
γ_A Ações de Acidente F/DF 1,00 / 1,00

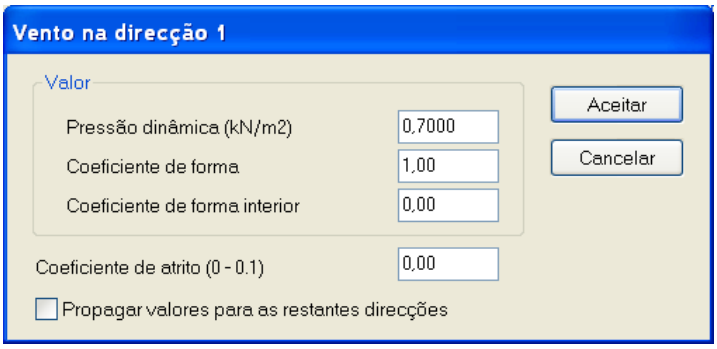
Coeficientes de Combinação $(\psi_{0,}\psi_1, \psi_2)$:

Ações Permanentes	1,00	1,00	1,00
Sobrecargas	0,40	0,30	0,20
Vento	0,40	0,20	0,00
Sismo	0,00	0,00	0,00
Temperatura	0,60	0,50	0,30
Neve	0,60	0,30	0,00
Acidental	0,00	0,00	0,00

Ação do vento

Para o cálculo da ação do vento sobre a estrutura, o programa permite introduzir os seguintes valores, na caixa **Ações>Definir>Vento**:





Pressão dinâmica ω

Fator de Forma δ_f

Coeficiente de forma interior δ_{fi}

Coeficiente de atrito

Vetor de atuação da força do vento

Quando se define no grupo **Superfície Atuante** a opção **Fachada**, o programa calcula a pressão sobre a superfície definida segundo a fórmula:

$$F = \delta_f \omega A$$

onde A é a área definida

Quando se define no grupo **Superfície Atuante** a opção **Estrutura**, o programa calcula a pressão sobre as barras da estrutura selecionadas, segundo a fórmula:

$$F_x = \delta_{fx} b \omega$$

$$F_y = \delta_{fy} b \omega$$

onde cada um dos termos toma os valores expressos no RSA - Art.3.7

O programa considera a forma da secção e a orientação dos seus eixos principais para obter na tabela RSA - I - XV o valor dos coeficientes de força de cada perfil. Quando o ângulo entre a direção do vento e o eixo X da secção se encontre entre os valores da tabela RSA - I - XV, o programa realiza uma interpolação linear entre os valores limites.

De acordo com o artigo 3.2.3 da norma RSA, quando se define um valor para o coeficiente de forma interior o programa aplica uma ação de vento no interior da superfície para a que se está a definir a ação de vento, este coeficiente permite modelar a influência do vento interior quando a estrutura tem aberturas de tamanho relevante.

Por outro lado, o coeficiente de atrito permite ter em conta as ações tangenciais geradas no plano de definição da ação de vento devidas à ação deste. Neste caso, a norma RSA não contempla este tipo de efeitos, apenas considera o vento como uma ação normal às superfícies (ver Art. 3.1).

Ação do sismo

Para o cálculo da ação do sismo, o programa utiliza as recomendações do RSA - Art. 28, 29, 30, 31, 32. O programa efetua o cálculo das forças de sismo a introduzir em cada um dos pisos da estrutura.

MÉTODO ESTÁTICO: O utilizador deve observar as limitações para a aplicação do método simplificado de cálculo de sismo especificadas em RSA - Art.30.4. O programa **NÃO** realiza nenhuma comprovação referente à distribuição em planta de massa e rigidez, à ortogonalidade da malha da estrutura, à deformabilidade excessiva nem à existência de diafragmas indeformáveis, questões que permitem a aplicação do método simplificado.

O programa considera as quatro zonas sísmicas A, B, C e D, referidas no RSA - Art.28, para determinar o valor do coeficiente de sismicidade, segundo RSA - Art. 29.2.

O programa considera diferentes tipos de terreno, Tipos I, II e III segundo o RSA - Art. 29.2.

Para a determinação do coeficiente sísmico β, segundo o RSA - Art. 31.2 utiliza-se a expressão:

$$\beta = \beta_0 \frac{\alpha}{\eta}$$

onde cada um dos termos tem o significado referido no RSA - Art. 31.2

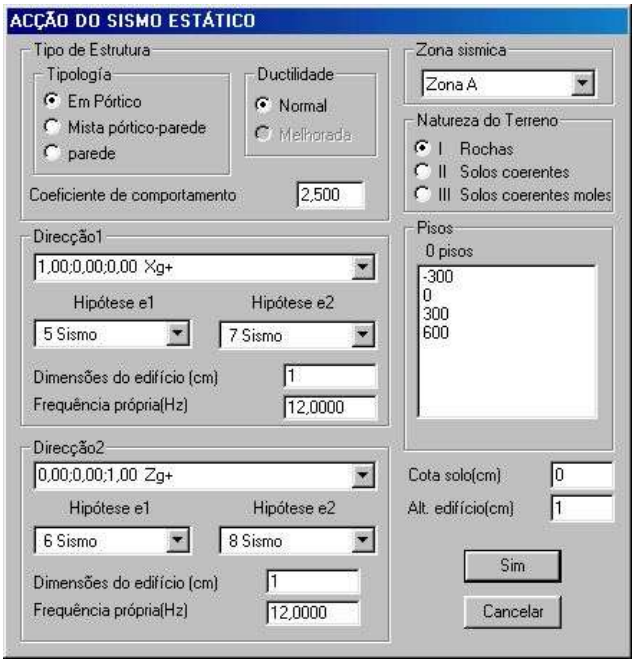
O valor de coeficiente de comportamento é obtido pelo REBAP -Art.33.1 em função do tipo de estrutura:

Pórtico 2,5

Mista pórtico - parede 2,0

Parede 1,5

Não se considera a opção de ductilidade melhorada.



Para a determinação da frequência própria da estrutura utilizam-se as expressões de RSA - Art. 31.2, em função do tipo de estrutura. Para a determinação de **n**, números de pisos acima do nível do terreno, o programa permite definir as cotas da estrutura que se consideram como **piso** para este efeito.

Para a determinação dos valores e distribuição das forças estáticas tem-se em conta as recomendações do RSA - Art. 32. Pode-se considerar a ação do sismo segundo duas direções independentes horizontais, introduzidas respetivamente nas hipóteses 5, 7 e 6, 8. O valor da força para cada piso vale:

$$F_{ki} = \beta h_i G_i \frac{\sum_{i=1}^{n} G_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i G_i}$$

onde,

n	é o número de pisos definido na caixa de diálogo de sismo.
G_i	é a soma das ações permanentes, em hipótese 0 e dos valores quase-permanentes das ações variáveis, da forma: O maior valor de 1+2 e 9+10. O maior valor das ações nas hipóteses 11 a 20.

Não se consideram as ações introduzidas nas restantes hipóteses de ações. Só se considera a componente vertical das ações.

O utilizador pode modificar as dimensões do edifício, **a** e **b**, que o programa calcula de forma automática.

O programa considera todas as forças **Fki** atuando de forma simultânea em todos os pisos. Para cada uma das direções possíveis, consideram-se todas as forças com excentricidade **e1i** na hipótese 5 e 6, e com excentricidade **e2i** na hipótese 7 e 8. Portanto,

Direção 1	**e1i**	Hipótese 5
	e2i	Hipótese 7
Direção 2	**e1i**	Hipótese 6
	e2i	Hipótese 8

Os efeitos da atuação do sismo em cada uma das duas direções nunca se consideram de forma simultânea, não existindo portanto nenhuma combinação na qual se somem os efeitos das duas direções.

Se estiver ativada a opção **Sismo** +- da caixa **Ações>Opções...** o programa muda o vetor de atuação de sentido em cada uma das duas direções definidas.

Para o cálculo da posição do centro de massas (**cdm**) de cada piso, o programa considera as ações na hipótese definida anteriormente. Para o cálculo do centro de rigidez (**cdr**) de cada piso, o programa considera a inércia da secção dos pilares que chegam a cada piso, segundo um eixo horizontal perpendicular a cada uma das direções de atuação do sismo. Se um pilar nasce de um piso, e não tem pilar inferior, também se considera a sua secção para calcular o cdr. Quando se modifica o pré-dimensionamento dos pilares, é preciso eliminar todas as ações de sismo introduzidas para voltar a recalculá-las.

O programa reparte de forma automática a força de sismo **Fki** de cada piso entre todos os nós da planta, a fim de que a resultante se encontre nos pontos definidos pelas excentricidades **e1i** e **e2i**.

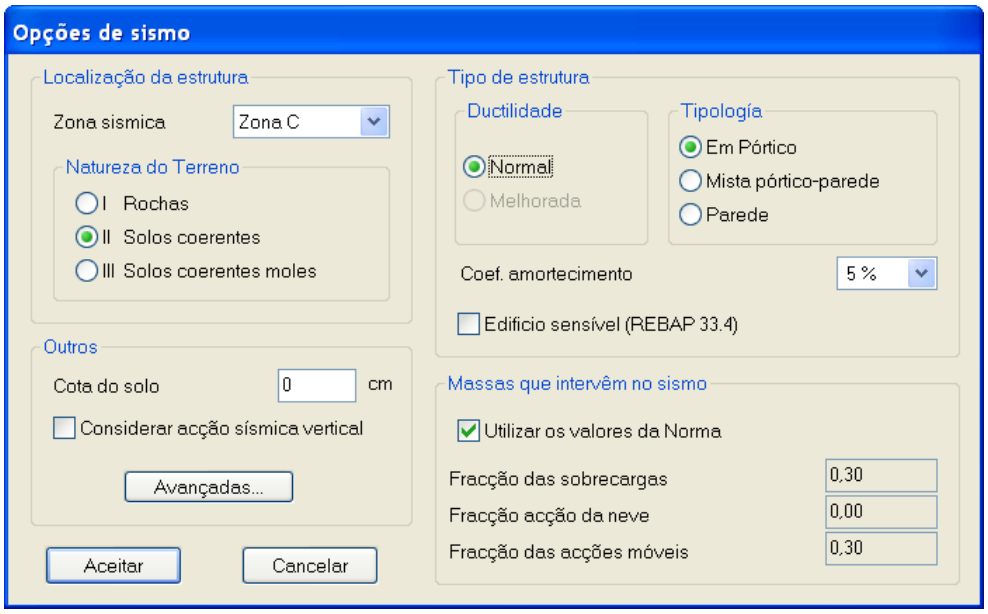
MÉTODO DINÂMICO: Tricalc introduz na estrutura, sobre cada plano horizontal onde exista uma laje aligeirada ou fungiforme, duas ações pontuais (segundo as duas direções dos eixos horizontais gerais X e Z) aplicadas a uma distância (excentricidade definida pelo RSA) do centro de massas do piso, e dois momentos como resultado de situar essas ações no nó de maior numeração do plano para que coincidam com um nó da estrutura. No caso de lajes aligeiradas as ações são do tipo **Pontual em Nó** e **Momento em Nó**. No caso de lajes fungiformes aligeiradas ou maciças as ações são do tipo **Pontual em Plano** e **Momento em Plano**. Sobre cada um dos nós onde não exista laje horizontal introduzem-se as duas ações pontuais horizontais segundo os eixos X e Z. Se existe sismo vertical, adiciona-se uma terceira ação pontual na direção do eixo Y.

Logicamente, segundo este critério não se podem definir **Direções de sismo**, por isso esta função permanecerá desativada quando a regulamentação de sismo selecionada for a portuguesa.

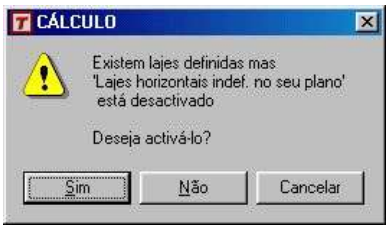
O procedimento a seguir para realizar um cálculo automático da ação sísmica segundo o Método Dinâmico é o seguinte:

Verificar que a opção **Sismo** no menu **Ações>Opções...** está ativada. Se quer o cálculo nos dois sentidos, ativar a opção **Sentido +-**, recomendada, nesta mesma caixa de diálogo. Selecionar a opção **Dinâmico** (Ver imagem anterior).

Definir os valores correspondentes à ação sísmica de acordo com o RSA, no menu **Ações>Definir...**. Aparecerá uma caixa de diálogo como a seguinte:



Selecionar a função **Introd. Ações Sísmicas** do menu **Ações**. Aparece uma janela similar à de cálculo de esforços e imediatamente outra com a mensagem que aparece na imagem seguinte, que tem a ver com o conceito de **grupo** para poder aplicar as ações sísmicas conjuntamente sobre grupos de nós onde existam lajes horizontais. Permite ativar esta opção conforme se deseje, no caso de estar desativada em **Cálculo>Esforços>Opções...**.



REBAP: Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (decreto - Lei nº 349 - C/83 de 30 de Julho) e (decreto - Lei nº 357/85 de 2 de Setembro

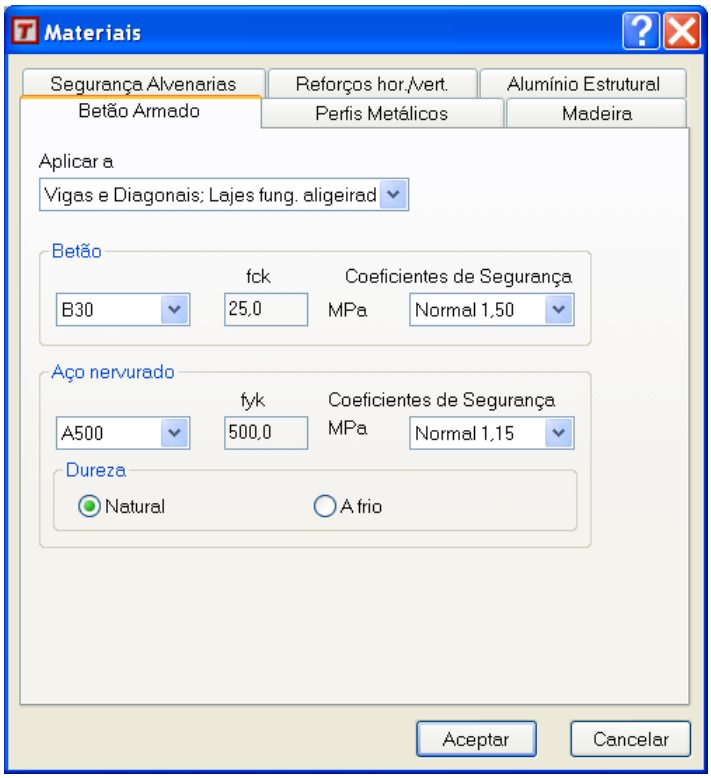
Materiais e suas propriedades

Tipos e classes de betões

TricaIc permite utilizar os tipos de betão especificados no REBAP - Art.13:

Tipo	fck (MPa)
B15	12
B20	16
B25	20
B30	25
B35	30
B40	35
B45	40
B50	45
B55	50

Também é possível utilizar betões de outras resistências, diferentes das especificadas anteriormente.



Tensão de rotura à tração

Tricalc utiliza as fórmulas de cálculo de **fctm** e **fctk** do REBAP - Art.16:

$$f_{ctm} = 0{,}30\sqrt[3]{f_{ck}^{\,2}}$$

$$f_{ctk} = 0{,}7\, f_{ctm}$$

Módulo de elasticidade e módulo de Poisson

Tricalc utiliza as fórmulas de cálculo do REBAP - Art.17:

$$E_{c,j} = 9{,}5\sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

que para uma idade de 28 dias resulta:

$f_{cm,28} = f_{ck} + 8$ sendo as tensões expressas em MPa e referidas a provetes cilíndricos.

O módulo de Poisson definido por defeito nas bases de perfis de betão vale 0,2.

Valores de cálculo das tensões de rotura

Tricalc utiliza as fórmulas de cálculo de **fcd** do REBAP - Art.19. O utilizador pode definir os valores de γ_c que considere necessários, entre eles 1,5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Tricalc considera uma redução de 10% no valor de **fcd** no caso de pilares.

Relações tensão-deformação

Tricalc considera o diagrama de tensão - deformação do REBAP - Art.20.1.

Tipos de armaduras utilizadas

Tricalc permite utilizar os seguintes tipos de aço, do REBAP - Art.22.1.

Tipo	fsyk (MPa)
A400 NR	400
A400 ER	400
A500 NR	500
A500 ER	500

Considera-se que todos os aços são de alta aderência. Também é possível utilizar aços com resistências diferentes das especificadas anteriormente.

Ações

Variações de temperatura

Tricalc tem definido nas bases de perfis um valor do coeficiente de dilatação térmica igual a α=0.00001, podendo ser modificado pelo utilizador.

A recomendação do REBAP - Art.31.2, acerca da dispensa da consideração dos efeitos das variações uniformes de temperatura referidas no Art.31.1, deverá ser considerada pelo utilizador conforme o tipo de estrutura.

Ação do sismo

Tricalc utiliza os valores dos **coeficientes de comportamento** definidos no REBAP - Art.33 para determinação das forças de sismo a considerar em cada caso. Só se considera a hipótese de ductilidade normal.

Verificação da segurança: estados limites últimos

Tricalc verifica a condição de segurança estabelecida no REBAP -Art.47.1, devendo-se cumprir:

$$S_d \leq R_d$$

Para a determinação de Sd, valor de cálculo dos esforços atuantes, tem-se em conta os coeficientes de segurança e de combinação de ações especificadas no RSA. O utilizador pode introduzir os valores que considere mais convenientes dos coeficientes, segundo as especificações do REBAP - Art. 47.2 e 47.3.

Esforços atuantes: redistribuição

No REBAP -Art.49 permite-se a realização de uma redistribuição de momentos fletores que Tricalc não considera.

Normal e flexão

Tricalc considera as hipóteses do REBAP - Art.52, conforme se reúne no artigo correspondente deste manual de instruções. Referente à fórmula recomendada no REBAP - Art.52 para a determinação dos esforços resistentes em flexão desviada, Tricalc calcula a resposta da secção (**Nu, Mxu, Myu**), comprova que é maior que os esforços atuantes (**Nd, Mxd, Myd**) numa determinada combinação.

Esforço transverso

Tricalc realiza a determinação do esforço transverso resistente segundo o REBAP - Art.53:

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

No valor de cálculo de **Vcd** considera-se o valor da tensão dado pelo REBAP - Art.53.2. Não se considera nenhum aumento de valor dos permitidos no regulamento, quer seja em zonas próximas aos apoios, quer pela atuação de flexão composta.

No caso de lajes, o programa limita-se a comparar o valor de cálculo de esforços transversos com o valor do esforço transverso último da ficha de características da laje.

No cálculo de **Vwd** consideram-se as fórmulas do regulamento. Tricalc só permite estribos a 90 graus.

Igualmente realiza-se a comprovação de REBAP - Art.53.4:

$$Vrd \leq \tau_2 b_w d$$

onde, τ_2 toma os valores do citado artigo.

Punçoamento

O módulo Tricalc-7, a partir da versão 3.1, e o módulo Tricalc-8, realizam a comprovação ao punçoamento de lajes fungiformes aligeiradas segundo o REBAP-Art.54.

Conforme o artigo 54.1, não se consideram os lados do pilar que se distanciem dos bordos (exteriores ou de aberturas) da laje menos de 5 vezes a altura útil da laje.

O artigo 54.2 estabelece como perímetro crítico, **u**, um polígono convexo que rodeia o pilar a uma distância dele de metade da altura útil (**d**) da laje. Também estabelece como esforço resistente ao punçoamento sem necessidade de armadura de punçoamento, $\mathbf{V_{rd}}$:

$$V_{Rd} = \nu_{Rd} \cdot u; \quad \nu_{Rd} = \eta \cdot \tau_1 \cdot d$$

sendo

ν_{Rd}	Tensão de cálculo ao punçoamento.
μ	=1,6-d; com d em metros. Se é menor que 1, toma-se 1.
τ_1	Valor do Quadro VI do REBAP - Art.53.

De acordo com o artigo 54.3, se existir armadura de punçoamento, o valor do esforço máximo ao punçoamento não deve exceder 1,6 vezes o valor de $\mathbf{V_{rd}}$ indicado anteriormente. Além disso, a armadura deverá resistir ¾ partes do esforço de punçoamento com uma tensão de cálculo, fsyd, não superior a 350 MPa.

Em qualquer caso, em todos os pontos da secção crítica deve-se cumprir que:

$$\nu_{Rd} \geq \nu_{Sd}$$

$$\nu_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u}\left(1+1{,}5\frac{|e_x|+|e_y|}{\sqrt{b_x \cdot b_y}}\right)$$

Sendo:

$\mathbf{V_{Sd}}$	Esforço de punçoamento a resistir com excentricidades ex, ey. (Ou seja, um esforço transverso Vsd e uns momentos Vsd·ex e Vsd·ey).
bx, by	Lados do perímetro crítico

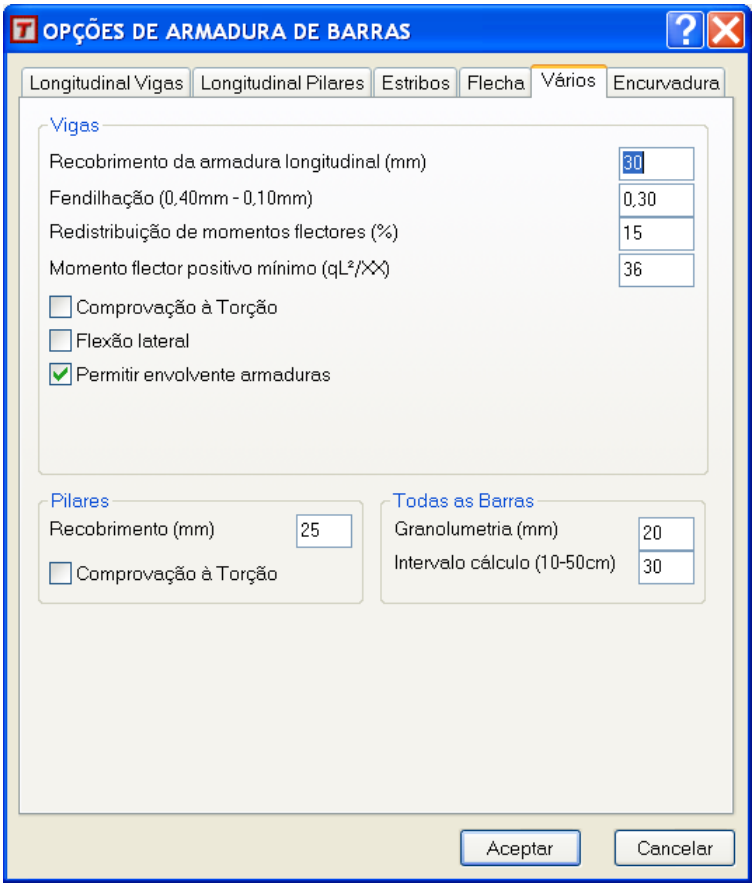
Torção

Tricalc realiza a determinação do momento torsor resistente segundo REBAP - Art.55, comprovando que:

$$T_{rd} = T_{cd} + T_{td}$$

$$T_{rd} = T_{ld}$$

No cálculo dos valores de cada um dos termos realiza-se conforme o citado artigo.



Torção associada à flexão e/ou esforço transverso

Tricalc determina o esforço resistente de secções submetidas à torção associada com flexão simples ou composta segundo REBAP - Art.56.

Encurvadura

Tricalc permite ativar ou desativar a comprovação a encurvadura dos pilares da estrutura. O programa permite ao utilizador definir se a estrutura é de nós fixos, ou de nós móveis, podendo utilizar os critérios do REBAP - Art.58.

A esbelteza e o comprimento de encurvadura **o** calculam-se seguindo as recomendações do REBAP - Art.59. Para a determinação dos parâmetros de rigidez relativos a cada extremo do pilar, considera-se a relação entre a rigidez dos pilares e a das vigas que chegam a cada nó.

Para a determinação das excentricidades adicionais **ea**, **e2** e **ec** considera-se o REBAP - Art.63.

Realiza-se a comprovação de que a esbelteza não seja maior que 140, segundo REBAP - Art.64.

Não se realiza a comprovação da encurvadura quando os valores de **Nsd** e **Msd** se encontram dentro dos limites especificados no REBAP - Art.61.4.

Comprova-se as secções dos pilares submetidas a uma combinação de **Nsd**, **Msdx** e **Msdy**, onde os momentos fletores são o resultado de somar ao momento de primeira ordem o relativo às excentricidades **ea**, **e2** e **ec**. Comprova-se a capacidade resistente da secção conforme comentado no ponto A2.3.2.

REBAP - Art.63.2 associa a excentricidade acidental à comprovação de encurvadura da caixa de opções de armadura; o programa não considerará nenhuma excentricidade acidental. O valor considerado de **ea** é o maior dos valores **lo/300 ou** 2 cm, sendo **o** o comprimento de encurvadura do pilar.

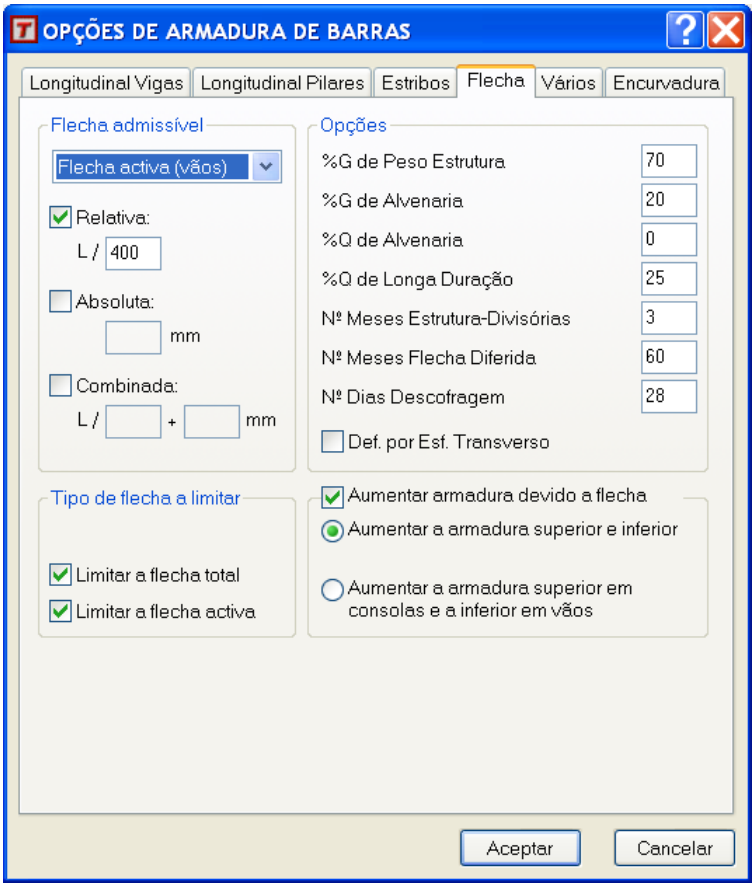
Verificação da segurança: estados limites utilização

Tricalc considera as combinações de ações do RSA para os estados limites de utilização, quer dizer, os estados limites de muito curta duração, de curta duração e de longa duração. A estes tipos de estados correspondem os seguintes tipos de combinações de ações: combinações raras, combinações frequentes e combinações quase-permanentes.

Fendilhação

Tricalc permite ao utilizador definir o valor máximo da fenda a comprovar segundo os limites de REBAP - Art.68.

O programa realiza a comprovação da fendilhação conforme as diretrizes de REBAP - Art.70, como se indica no ponto correspondente deste manual.



Deformação

Tricalc permite ao utilizador definir o valor máximo de flecha a comprovar em cada elemento da estrutura, segundo os limites de REBAP - Art.72.

A determinação de deformações realiza-se tendo em conta o comportamento do betão em fase fendilhada e em fase não fendilhada, conforme o momento atuante seja maior ou menor que o momento de fendilhação.

Para mais informação sobre a formulação de cálculo de deformações remete-se ao ponto correspondente do manual.

Disposições construtivas

Distâncias e recobrimentos

Tricalc permite ao utilizador definir nas caixas de opções, diferentes valores das distâncias mínimas entre varões, e dos recobrimentos, a fim de cumprir o disposto no REBAP - Art.78.

A separação mínima entre varões considera-se igual a 2 centímetros quando o diâmetro for menor de 20mm, e 2 vezes o diâmetro se for maior.

Tricalc não considera agrupamentos de varões, apenas permite colocá-los em duas camadas.

Amarração de armaduras

Tricalc calcula os comprimentos de amarração de armaduras segundo REBAP - Art.81. Utilizam-se amarrações em prolongamento reto e curvo, mas não em cotovelo. Considera-se que todos os aços utilizados são de alta aderência.

A fórmula utilizada para o cálculo do comprimento de amarração é:

$$l_{b,net} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \alpha_1$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{syd}}{f_{bd}}$$

A diminuição do comprimento de amarração, do quociente entre a área de aço requerido e a secção da armadura realmente adotada, obtém-se ao selecionar a opção **Amarração Reduzida** da caixa de opções de armadura do programa, com a limitação **0.3lb** (Tração) e **0.6lb** (Compressão), para além de **100mm** e **10d**.

Respeitam-se os valores mínimos de **lb** do REBAP - Art.81.4.

Considera-se a situação de **boa aderência** para varões inclinados entre 45 e 90 graus. Todas as restantes situações não são de **boa aderência**. REBAP - Art.80.2 permite considerar boa aderência se a altura das vigas for menor que 25cm; Tricalc não tem em conta este ponto.

Sobreposição de armaduras

Tricalc considera metade do comprimento de sobreposição necessário colocado a cada lado do ponto onde se produz a sobreposição. Conforme REBAP - Art. 84.2, o comprimento de sobreposição calcula-se com base em:

$$l_{b.o} = \alpha_2 l_{b,net}$$

O valor de α_2 toma um valor de 1,00 quando a armadura de montagem não se considera no cálculo, e um valor de 1,40 nos restantes casos. Considera-se a limitação do REBAP - Art.84.2b para o valor mínimo do comprimento de sobreposição 15d ou 20cm.

Vigas

Considera-se como comprimento de cada elemento a distância entre os seus nós inicial e final.

No REBAP - Art. 88 limita-se a largura do banzo de vigas em T; o programa toma a largura existente na base de dados.

Tricalc realiza a comprovação do REBAP - Art.89.1 referente à altura mínima das vigas, ao selecionar a função **"Verificação Geometria"**.

Consideram-se os limites de armadura longitudinal mínima estabelecidos no REBAP - Art.90:

Tipo Aço	Área mínima de aço (em permilagem da área da secção)
A400	1,5
A500	1,2

A armadura longitudinal de vigas não poderá ser superior a 4% da área total da secção da viga, REBAP - Art.90.2.

Não se consideram as limitações de separação máxima dos varões do REBAP - Art.91, dado que nos comentários do artigo diz que quando se cumprem as limitações de armadura mínima do Art.90 não é necessário cumprir o Art.91.

Tricalc calcula os comprimentos das armaduras de tração a partir do diagrama de momentos fletores translacionado de uma quantidade igual a **d**, sendo **d** a altura útil de secção. Toma-se sempre o valor d, não diminuindo o valor em 0.25**d** que permite o Art.92.1 para determinados casos.

O programa prolonga a armadura necessária à tração no vão até aos apoios, segundo REBAP - Art.93. Em vigas contínuas adota-se 1/4 ou 1/3 da área do vão, segundo seja vão central ou extremo. Em vigas soltas adota-se sempre 1/3.

Considera-se a quantidade mínima da armadura transversal de REBAP - Art.94.2. Não se considera a diminuição da quantidade mínima quando **Vsd** é menor que **Vcd**.

Considera-se a separação mínima de estribos de REBAP - Art.94.3.

Não se considera a resistência de esforço transverso por meio de varões inclinados.

A armadura de torção satisfaz as limitações de REBAP - Art. 95. A separação de estribos para resistir à torção não deve ser maior de:

$$\frac{1}{8} u_{ef}$$

onde **uef** é o perímetro da linha média da secção oca eficaz.

Considera-se armadura de alma para alturas de viga iguais ou superiores a 100 cm, REBAP - Art.96, colocando varões que não estejam separados mais de 30 cm.

Pilares

Tricalc permite calcular esforços de secções de pilares de betão sem limitação das dimensões dos seus lados. No cálculo da armadura, mostrará uma mensagem de erro se não cumprir a limitação de lado mínimo de 20cm do REBAP - Art.120.1.

Quando está selecionada a comprovação de encurvadura, limita-se a esbelteza dos pilares ao valor 140, REBAP - Art. 120.2.

A quantidade mínima da área da armadura longitudinal cumpre o REBAP - Art.121.1, quer dizer, 0.6% da área da secção do pilar.

A quantidade máxima da área da armadura longitudinal cumpre o REBAP - Art.121.2, quer dizer, 0.4% da área da secção do pilar.

No caso de secções retangulares, o número mínimo de varões é de quatro, um em cada esquina, e para secções circulares de seis varões. O diâmetro mínimo dos varões é de **10mm** para A400 e A500.

A separação da armadura transversal cumpre REBAP - Art. 122, tomando o menor dos valores; **12** vezes o diâmetro da armadura longitudinal, ou a menor dimensão do pilar, ou **30** cm.

Muros

Tricalc considera alguns artigos relativos a paredes no dimensionamento de muros de cave.

A armadura vertical cumpre REBAP - Art.125, quer dizer, o seu valor mínimo é 0.3% da secção do muro, e o seu valor máximo é de 4%, considerando a armadura repartida nas duas faces do muro.

A armadura horizontal cumpre REBAP - Art.126, quer dizer, 0.5% da secção do muro.

Ductilidade Melhorada

Não se consideram as recomendações de REBAP - Cap.XII referentes às disposições construtivas para que as estruturas possam ser consideradas como de ductilidade melhorada.

Lajes Aligeiradas, Lajes Fungiformes Aligeiradas e Lajes Maciças

Nesta epígrafe especificam-se as disposições da Terceira Parte, Artigo XI, Alinhas B (Lajes maciças), C (Lajes aligeiradas) e D (Lajes fungiformes aligeiradas) do REBAP adotadas por Tricalc.

Armadura principal mínima

O artigo 104 indica a armadura principal mínima (de tração) que deve existir em cada direção e em valores expressos em permilagem da área da secção da laje fungiforme aligeirada ou laje maciça:

AÇO A400	1.5
AÇO A500	1.2

No caso de lajes fungiformes aligeiradas, esta quantidade será respeitada pela armadura longitudinal dos ábacos, tanto superior como inferior.

No caso de lajes maciças, esta quantidade será respeitada pela armadura base inferior. Se existir armadura base superior, esta respeitará também essa quantidade. Se não existir armadura base superior, essa quantidade será respeitada pela armadura superior longitudinal de reforço.

Espaçamento máximo dos varões da armadura principal

O artigo 105.1 estabelece como distância máxima entre varões 1,5 vezes a altura da laje maciça e 35 cm.

No caso de lajes fungiformes aligeiradas, esta separação será respeitada pela armadura longitudinal dos ábacos, tanto superior como inferior.

No caso de lajes maciças, esta separação será respeitada pela armadura base inferior. Se existir armadura base superior, esta respeitará também essa separação. Se não existir armadura base superior, essa quantidade será respeitada pela armadura superior longitudinal de reforço.

Armadura inferior entre apoios e translação do gráfico de momentos

O artigo 106 estabelece que, pelo menos, ½ da armadura inferior máxima de cada nervura (armadura base mais reforços) se prolongue em todo o seu comprimento. Para esta armadura considera-se como nervura exterior ou interior (devido a aberturas) da laje.

Esse artigo também estabelece que a translação do gráfico de momentos para o cálculo da armadura de lajes maciças sem armadura transversal seja de 1,5 vezes a altura útil da laje maciça.

Armadura de punçoamento

O artigo 110 estabelece que a armadura de punçoamento deve cobrir, pelo menos, uma distância de 1,5 vezes a altura útil da laje em torno da área diretamente carregada, e ser constituída por estribos separados entre si no máximo de 0,75 vezes a altura útil da laje.

Largura e espaçamento das nervuras

O artigo 114 estabelece que as nervuras de uma laje fungiforme aligeirada e as vigotas de uma laje aligeirada devem ter pelo menos 5 cm de largura e que a distância livre entre nervuras consecutivas deve ser de 80 cm no máximo.

Espessura mínima da lajeta de compressão

O artigo 115 estabelece como altura mínima da lajeta, para uma laje aligeirada ou fungiforme aligeirada, o valor de 5 cm para lajes fungiformes aligeiradas com moldes recuperáveis, e para lajes fungiformes aligeiradas com blocos aligeirantes perdidos e para as lajes aligeiradas o valor de 4 cm (distância livre entre nervuras ou vigotas com mais de 50 cm) ou o valor de 3 cm (distância livre entre nervuras ou vigotas menor ou igual a 50 cm).

Armadura mínima da lajeta

As Lajes aligeiradas e fungiformes aligeiradas devem ter uma armadura de distribuição (não necessária por cálculo) para controlo da fissuração, constituída por varões dispostos em ambas as direções, separados entre si não mais de 25 cm. **Esta armadura não é desenhada por** Tricalc.

EC3 Eurocódigo 3: Comprovação de Estruturas Metálicas

Tricalc incorpora grande parte das especificações que a norma europeia EN 1993 (adiante denominada **EC3**) contemplada para o dimensionamento de estruturas metálicas (em versões de Tricalc anteriores à 7.2, implementava-se a versão experimental deste Eurocódigo, ENV 1993-1-1). Este Eurocódigo está dividido em muitas partes e subpartes, das quais se implementaram as seguintes:

- EN 1993-1-1:2005 + AC:2009. Regras gerais e regras para edifícios.
- EN 1993-1-2:2005 + AC:2009. Resistência ao fogo.
- EN 1993-1-3:2006 + AC:2009. Perfis e chapas de paredes delgadas enformadas a frio.
- EN 1993-1-5:2006 + AC:2009. Placas planas carregadas no seu plano.
- EN 1993-1-8:2005 + AC:2009. Projeto de Ligações.
- EN 1993-5:2007 + AC:2009. Estacas e estaca-prancha.

É importante ler detalhadamente a implementação do EC3 que o Tricalc realiza a fim de que o utilizador possa complementar os cálculos do programa com outros cálculos adicionais realizados pelo mesmo e que não são efetuados pelo programa.

Bases de Cálculo

O **EC-3** remete geralmente para os Eurocódigos 0 e 1 para tudo o que é relacionado com ações, hipóteses, seus coeficientes de segurança e as combinações entre elas nos diferentes estados limites, pelo que pode consultar esses artigos.

Recorde que também poderá utilizar, para os elementos de aço, as combinações explícitas que se selecionem, em cujo caso, não é de aplicação este artigo.

Materiais

O aço estrutural a utilizar em perfis laminados a quente e tubos estruturais laminados a quente ou enformados a frio, de acordo com a EN 1993-1-1, deverá corresponder a uma das seguintes normas de produto:

- EN 10025-2:2004 Produtos laminados a quente de aços de construção. Condições técnicas de fornecimento para aços de construção não ligados
- EN 10025-3:2004 Produtos laminados a quente de aços de construção. Condições técnicas de fornecimento de aços de construção soldáveis de grão fino no estado normalizado/laminado normalizado.
- EN 10025-4:2004 Produtos laminados a quente de aços de construção. Condições técnicas de fornecimento de aços de construção soldáveis de grão fino obtidos por laminagem termomecânica.
- EN 10025-5:2004 Produtos laminados a quente de aços de construção. Condições técnicas de fornecimento de aços de construção com superior resistência à corrosão atmosférica.
- EN 10025-6:2004 Produtos laminados a quente de aços de construção. Condições técnicas de fornecimento para produtos planos de aço de construção de alto limite elástico no estado temperado e revenido.
- EN 10210-1:1994 Perfis ocos para construção, laminados a quente, de aço ligado de grão fino. Condições técnicas de fornecimento.

- EN 10219-1:1997 Perfis ocos para construção com enformados a frio de aço não ligado de grão fino. Condições técnicas de fornecimento.

As características nominais desses aços podem obter-se da seguinte tabela:

Tipo de aço	Norma	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
		f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
S 235	EN 10025-2	235	360	215	360
S 235 W	EN 10025-5			215	340
S 235 H	EN 10210-1			215	340
S 235 H	EN 10219-1			-	-
S 275	EN 10025-2	275	430	255	410
S 275 N/NL	EN 10025-3		390	255	370
S 275 M/ML	EN 10025-4		370	255	360
S 275 H	EN 10210-1		430	255	410
S 275 H	EN 10219-1		430	-	-
S 275 NH/NLH	EN 10219-1		370	-	-
S 275 MH/MLH	EN 10219-1		360	-	-
S 355	EN 10025-2	355	490	335	470
S 355 N/NL	EN 10025-3		490	335	470
S 355 M/ML	EN 10025-4		470	335	450
S 355 W	EN 10025-5		490	355	490
S 355 H	EN 10210-1		490	335	410
S 355 NH/NLH	EN 10210-1		490	335	470
S 355 H	EN 10219-1		510	-	-
S 355 NH/NLH	EN 10219-1		470	-	-
S 355 MH/MLH	EN 10219-1		470	-	-
S 420 N/NL	EN 10025-3	420	520	390	520
S 420 M/ML	EN 10025-4		520	390	500
S 420 NH/NLH	EN 10210-1		540	390	520
S 420 MH/MLH	EN 10219-1		500	-	-
S 450	EN 10025-2	440	550	410	550
S 460 M/ML	EN 10025-4	460	540	430	530
S 460 Q/QL/QLI	EN 10025-6		570	440	550
S 460 NH/NLH	EN 10210-1		560	430	550
S 460 NH/NLH	EN 10219-1		550	-	-
S 460 MH/MLH	EN 10219-1		530	-	-

No caso de perfis abertos enformados a frio, de acordo com a EN 1993-1-3, o aço a utilizar deveria corresponder a uma das seguintes normas de produto:

- EN 10025-2:2004 Produtos laminados a quente de aços de construção. Condições técnicas de fornecimento para aços de construção não ligados.
- EN 10025-3:2004 Produtos laminados a quente de aços de construção. Condições técnicas de fornecimento de aços de construção soldáveis de grão fino no estado normalizado/laminado normalizado.
- EN 10025-4:2004 Produtos laminados a quente de aços de construção. Condições técnicas de fornecimento de aços de construção soldáveis de grão fino obtidos por laminagem termomecânica.

As características nominais desses aços podem obter-se da seguinte tabela:

Tipo de aço	Norma	f_{yb} [MPa]	f_u [MPa]
S 235	EN 10025-2	235	360
S 275 **S 275 N/NL** **S 275 M/ML**	EN 10025-2 EN 10025-3 EN 10025-4	275	430 370 360
S 355 **S 355 N/NL** **S 355 M/ML**	EN 10025-2 EN 10025-3 EN 10025-4	355	510 470 450
S 420 N/NL **S 420 M/ML**	EN 10025-3 EN 10025-4	420	520 500
S 460 N/NL **S 460 M/ML**	EN 10025-3 EN 10025-4	460	550 530

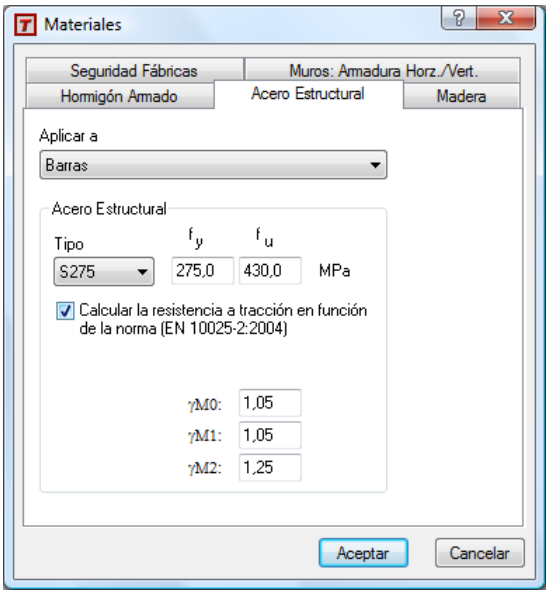
No caso de estaca-prancha laminadas a quente, de acordo com a EN 1993-5, o aço a utilizar deverá corresponder à seguinte norma de produto:

- EN 10248-1:1996, Estacas prancha de aço não ligado laminadas a quente. Condições técnicas de fornecimento.

As características nominais desses aços podem obter-se da seguinte tabela:

Tipo de aço	f_y [MPa]	f_u [MPa]
S 240 GP	240	340
S 270 GP	270	410
S 320 GP	320	440
S 355 GP	355	480
S 390 GP	390	490
S 430 GP	430	510

No programa, por predefinição, pode-se selecionar um aço de acordo com a em 10025-2, ainda que possa selecionar-se o tipo 'OUTROS' e definir os valores de f_y e f_u que se pretendam.



No programa Tricalc não se contempla a variação do limite elástico com a espessura da chapa. No caso de perfis enformados a frio também não se considera o possível aumento do limite elástico como consequência do processo de conformação (artigo 3.2.2 da EN 1993-1-3), considerando-se portanto que $f_{ya} = f_{yb}$. Estabelecem-se as seguintes características do material:

Módulo de Elasticidade	E	210.000	MPa
Módulo de Rigidez	G	81.000	MPa
Coeficiente de Poisson	ν	0,3	
Coeficiente de dilatação térmica	α	$1{,}2 \cdot 10^{-5}$	$(ºC)^{-1}$
Densidade	P	7.850	kg/m^3

Coeficientes parciais de segurança para determinar a resistência

Para edifícios, de acordo com a EN 1993-1-1 e salvo o que indique o anexo nacional, adotar-se-ão os seguintes valores:

$\gamma_{M0} = 1{,}00$ coeficiente relativo à plastificação do material;

$\gamma_{M1} = 1{,}00$ coeficiente relativo à instabilidade;

$\gamma_{M2} = 1{,}25$ coeficiente relativo à resistência do material ou elementos de ligação;

No caso de paredes de estaca-prancha metálicas, salvo o que indique o anexo nacional e de acordo com a EN 1993-5, adotar-se-ão os seguintes valores:

$\gamma_{M0} = 1{,}00$ coeficiente relativo à plastificação do material;

$\gamma_{M1} = 1{,}10$ coeficiente relativo à instabilidade;

$\gamma_{M2} = 1{,}25$ coeficiente relativo à resistência do material ou elementos de ligação;

No Tricalc o seu valor é modificável pelo utilizador.

Análise estrutural e cálculo dos esforços

Tricalc permite modelar adequadamente a rigidez das fundações através da introdução de apoios mola nos nós da fundação e da rigidez das ligações através de ligações articuladas, semirrígidas ou rígidas.

Tricalc realiza os cálculos de solicitações por meio de uma análise elástica global de primeira ordem ou elástico global de segunda ordem (ou seja, considerando a posição das ações na estrutura deformada), com as ações introduzidas pelo utilizador nas diferentes hipóteses.

Pode utilizar-se a análise elástica de primeira ordem se a deformação da estrutura tem uma incidência desprezável, para o que basta comprovar (para estruturas com pilares verticais e lajes sensivelmente horizontais, calculado em primeira ordem e para cada piso):

$$\alpha_{cr} = (H_{Ed} \cdot h) / (V_{Ed} \cdot \delta_{H,Ed}) \geq 10$$

Sendo

H_{Ed}	Soma dos transversos de cálculo na base dos pilares do piso;
V_{Ed}	Soma dos axiais verticais de cálculo na base dos pilares do piso;
h	Altura do piso;
$\delta_{H,Ed}$	deslocamento horizontal relativo do piso.

De acordo com o artigo 5.2.2 da EN 1993-1-1, a estabilidade global da estrutura pode comprovar-se através de um dos seguintes procedimentos:

- Através de uma análise de 2ª ordem que contemple todos os fenómenos de instabilidade (incluindo encurvadura por flexão, encurvadura lateral e encurvadura por torsão), considerando as imperfeições globais e locais. Neste caso, não será necessário contemplar o artigo da EN 1993-1-1 "6.3 Resistência à encurvadura de elementos".
- Através de uma análise de 2ª ordem que contemple parte dos fenómenos de instabilidade, considerando as imperfeições globais e contemplando o artigo "6.3 Resistência à encurvadura de elementos" da EN 1993-1-1 para os fenómenos não contemplados (encurvadura por flexão, encurvadura lateral e encurvadura por torção) com um comprimento de encurvadura igual à do sistema (ou seja, como 'nós fixos').
- Substituindo, em qualquer dos casos anteriores, a análise de 2ª ordem por uma análise elástica linear seguida da aplicação de um coeficiente de amplificação das ações horizontais.
- Através de uma análise de primeira ordem linear (sem ter em consideração as imperfeições globais ou locais) e a aplicação do artigo "6.3 Resistência à encurvadura de elementos" considerando um comprimento de encurvadura estimada a partir do modo de instabilidade da estrutura completa (comprimento de encurvadura translacional).

O coeficiente de amplificação antes mencionado tem o valor:

$$1 / (1 - 1 / \alpha_{cr})$$

A utilização deste coeficiente será válido se:

- $\alpha_{cr} \geq 3{,}0$;
- No caso de estruturas de várias pisos, estas devem ser similares relativamente a
  - Repartição de ações verticais
  - Repartição de ações horizontais
  - Rigidez horizontal do piso relativamente às suas ações horizontais (ou seja, com similar α_{cr})

Imperfeições

O **EC3** menciona, no seu artigo 5.3.2, a necessidade de considerar o efeito das imperfeições globais (deslocamentos iniciais) no cálculo das solicitações da estrutura, o qual é opcional no programa.

Também menciona para alguns casos (ver o artigo anterior) a necessidade de considerar uma imperfeição local para elementos isolados (curvatura inicial) para a consideração da encurvadura, o qual é opcional no programa.

Estados limite de utilização

Tricalc determina a deformação máxima (flecha) nos pontos interiores de uma barra considerando a deformação produzida por todas as ações atuantes sobre a barra, e a produzida pelos momentos negativos dos seus extremos.

Nos casos que interesse conhecer a deformação de um ponto concreto da estrutura, podem-se introduzir nós interiores numa barra, obtendo-se os deslocamentos elásticos depois do cálculo de esforços, através da listagem de deslocamentos do programa.

Estados limite últimos

Tricalc comprova a resistência das secções e das barras de uma estrutura considerando cada barra de forma isolada, com as solicitações determinadas por meio da análise elástica de primeira ou segunda ordem.

O programa realiza as seguintes comprovações:

- Resistência da secção à tração.
- Resistência da secção à compressão e encurvadura.
- Resistência da secção à flexão, tanto simples como composta.
- Resistência da secção à atuação de esforços combinados de flexão composta.
- Resistência da secção a esforços tangenciais (transverso e torção).
- Resistência da barra à encurvadura lateral.
- Resistência ao abaulamento por transverso.
- Resistência as ligações e empalmes. (T-Connect)

Não se realizam as seguintes comprovações:

- Resistência à encurvadura da alma e dos banzos.
- Corte por transverso.
- Resistência à fadiga.

Classificação das secções

Os eixos principais das secções do **EC-3** estão mudados relativamente aos utilizados pelo Tricalc. Por exemplo, num perfil em H, o eixo de maior inércia é o eixo YY para o **EC-3**, enquanto para Tricalc é o eixo Zp.

Tricalc classifica as secções tendo em consideração o artigo 5.5 do **EC3**. Permitem-se as diferentes formas da secção transversal:

- Perfis laminados ou soldados em I, U, retangulares e circulares ocas, em L e em T.
- Perfis de tubo estrutural circulares ou retangulares laminados a quente ou enformados a frio.
- Estaca-prancha metálicas laminadas a quente. Neste caso, a sua classificação realiza-se com base no artigo 5.2.1 da EN 1993-5:2007 e limita-se a máxima relação largura / espessura de cada painel de acordo com a tabela A-2 dessa norma.

Os perfis abertos enformados a frio, cujo cálculo específico se obtém na norma EN 1993-1-3:2006, não se enquadram nesta classificação. Ver o artigo correspondente neste documento.

Definem-se as seguintes classes de secções:

Classe	Tipo	Descrição
1	Plástica	Permite a formação da rótula plástica com a capacidade de rotação suficiente para a redistribuição de momentos.
2	Compacta	Permite o desenvolvimento do momento plástico com uma capacidade de rotação limitada.
3	Semi-compacta ou Elástica	Na fibra mais comprimida pode-se alcançar o limite elástico do aço porém o abaulamento impede o desenvolvimento do momento plástico
4	Esbelta	Os elementos total ou parcialmente comprimidos das secções esbeltas abaulam antes de alcançar o limite elástico na fibra mais comprimida.

Ter em consideração que uma mesma barra, pode ser de diferente classe em cada secção (em cada ponto) e para cada combinação de esforços.

Para definir as Classes 1, 2 e 3 utilizam-se nos elementos comprimidos das secções os limites da tabela 5.2 da EN 1993-1-1. Como cada elemento comprimido de uma secção (banzo ou alma) pode pertencer a classes diferentes, atribuir-se-á à secção a classe menos favorável.

No caso de estaca-prancha, para definir as Classes 1, 2 e 3 utilizam-se nos banzos os limites da tabela 5.1 da EN 1993-5.

A esbelteza de cada elemento plano de uma secção é c/t (ou b/t em certos artigos do Eurocódigo 3). Para medir **c** estabelece-se o seguinte critério:

- Almas entre dois banzos: comprimento plano da alma (sem contar acordos circulares ou soldaduras).
- Em perfis de tubo estrutural retangular, é o comprimento total menos 3·t.
- Perfis circulares ocos: diâmetro exterior do perfil, d. (utiliza-se d/t em vez de c/t).
- Angulares laminados: comprimento total da angular.
- Banzos de estaca-prancha metálicas: a semissoma dos lados planos do banzo em ambas as faces.
- Outros elementos apoiados num só bordo (não rigidificados): distância do apoio ao bordo (sem contar acordos circulares ou soldaduras).

EN 1993-1-1 Tabela 5.2. Relações máximas largura / espessura para os elementos comprimidos

Classe	Elementos planos rigidificados em ambos os bordos (almas)		
	Flexão	Compressão	Flexão composta
1	$c/t \le 72\cdot\varepsilon$	$c/t \le 33\cdot\varepsilon$	$\alpha > 0{,}5 \rightarrow c/t \le 396\cdot\varepsilon / (13\cdot\alpha - 1)$ $\alpha < 0{,}5 \rightarrow c/t \le 36\cdot\varepsilon / \alpha$
2	$c/t \le 83\cdot\varepsilon$	$c/t \le 38\cdot\varepsilon$	$\alpha > 0{,}5 \rightarrow d/t \le 456\cdot\varepsilon / (13\cdot\alpha - 1)$ $\alpha < 0{,}5 \rightarrow d/t \le 41{,}5\cdot\varepsilon / \alpha$
3	$c/t \le 124\cdot\varepsilon$	$c/t \le 42\cdot\varepsilon$	$\psi > -1 \rightarrow c/t \le 42\cdot\varepsilon / (0{,}67 + 0{,}33\cdot\psi)$

			$\psi < -1 \rightarrow c/t \leq 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot (-\psi)^{1/2}$

Classe	Elementos planos rigidificados num bordo (banzo)		
	Compressão	Flexão composta	
		Extremo comprimido	Extremo tracionado
1	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon / \alpha$	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon / \alpha^{3/2}$
2	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon / \alpha$	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon / \alpha^{3/2}$
3	$c/t \leq 14 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \varepsilon \cdot k_\sigma^{1/2}$	$c/t \leq 21 \cdot \varepsilon \cdot k_\sigma^{1/2}$

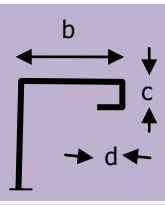
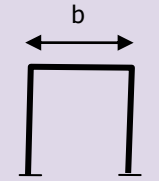
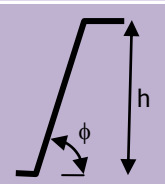
Classe	Angulares de lados b e h		
	Compressão	Flexão composta	
		Extremo comprimido	Extremo tracionado
1	Ver banzos	Ver banzos	Ver banzos
2	Ver banzos	Ver banzos	Ver banzos
3	$h/t \leq 15 \cdot \varepsilon$ $(b+h)/t \leq 23 \cdot \varepsilon$	Ver banzos	Ver banzos

Classe	Circulares ocos
	Compressão e flexão
1	$d/t \leq 50 \cdot \varepsilon^2$
2	$d/t \leq 70 \cdot \varepsilon^2$
3	$d/t \leq 90 \cdot \varepsilon^2$

EN 1993-5 Tabela 5-1: Classificação das secções (Estaca-prancha)

Classe	Secção Z	Secção U
1	$b / t_f \leq 45 \cdot \varepsilon$	$b / t_f \leq 37 \cdot \varepsilon$
2	$b / t_f \leq 45 \cdot \varepsilon$	$b / t_f \leq 37 \cdot \varepsilon$
3	$b / t_f \leq 66 \cdot \varepsilon$	$b / t_f \leq 49 \cdot \varepsilon$

EN 1993-5 Tabela A-2: Máximas relações largura / espessura (Estaca-prancha)

Elementos da secção	Limite máximo
	b / t ≤ 90
	b / t ≤ 200
	45º ≤ ϕ ≤ 90º h / t ≤ 200·senϕ

Onde

ε	= $(235/f_y)^{1/2}$, com f_y em MPa;
α	é a fração do elemento rigidificado que está comprimido;
σ_1, σ_2	tensão em ambos os bordos, de forma que $\sigma_1 \geq \sigma_2$ e compressão implica que $\sigma > 0$;
ψ	= σ_2 / σ_1; é a relação entre a tensão na fibra mais tracionada (<0) e a tensão da fibra mais comprimida (>0). Um valor $\psi < -1$ implica trações maiores que compressões. Dado que para avaliar secções eficazes deve existir algo comprimido, cumpre-se sempre que $\psi \leq 1$.
k_σ	coeficiente de abaulamento, definido na EN 1993-1-5.

Tricalc realiza uma comprovação de tensões **considerando** as resistências plásticas (maiores que as elásticas) próprias das secções de classes 1 e 2. Também se consideram as resistências efetivas (menores que as elásticas) das secções de classe 4.

Características das secções da classe 4

As características das secções de classe 4 (secções eficazes) avaliam-se de acordo com o artigo 4.3 da EN 1993-1-5:2006.

Esse artigo dá duas alternativas para o seu cálculo:

- Obtenção por separado (A_{eff} calculada com compressão uniforme, tendo em consideração a excentricidade em em secções não simétricas) e W_{eff} (calculada em flexão simples para cada eixo da flexão por separado).

- Obtenção conjunta se a secção eficaz submetida a N_{Ed}, $M_{Ed,y}$ e $M_{Ed,z}$, considerando e_{Ny} e e_{Nz}. Requer um processo iterativo.

No Tricalc utiliza-se a segunda alternativa.

A largura eficaz $\mathbf{b_{ef}}$ da parte comprimida de largura $\mathbf{b_c}$ de um elemento plano de largura total $\bar{b}$, calcula-se com:

$$b_{ef} = \rho \cdot b_c$$

sendo ρ um fator redutor que se calcula como:

- Elementos interiores (apoiados em outros em ambos os extremos):

$$\bar{\lambda}_p \le 0{,}5 + \sqrt{0{,}085 - 0{,}055 \cdot \psi} \Rightarrow \quad \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0{,}5 + \sqrt{0{,}085 - 0{,}055 \cdot \psi} \Rightarrow \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \le 1$$

- Elementos em consola (apoiados em outros num dos seus extremos):

$$\bar{\lambda}_p \le 0{,}748 \Rightarrow \quad \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0{,}748 \Rightarrow \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} \le 1$$

Onde

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{t} \frac{1}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

Para uma maior aproximação, se a tensão de esgotamento da secção é menor que o limite elástico, pode abordar-se um cálculo iterativo substituindo a esbelteza do elemento por uma esbelteza reduzida

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}}$$

Sendo

$\sigma_{com,Ed}$ máxima tensão de compressão do elemento calculada com a secção eficaz da iteração anterior.

Para o cálculo de esforços, tal como permite o **EC3** como simplificação, Tricalc utiliza sempre as características brutas das secções.

O baricentro da secção eficaz não coincidirá, em geral, com o da secção bruta, pelo que se existir um axial, produzir-se-ão momento fletores adicionais que são tidos em consideração na comprovação de secções.

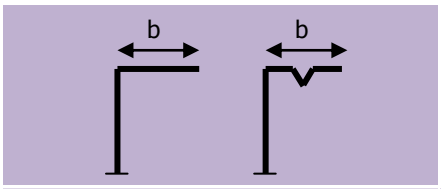
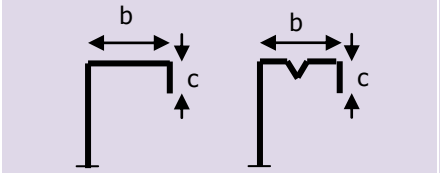
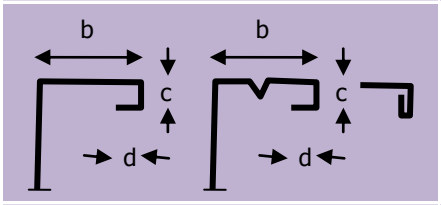
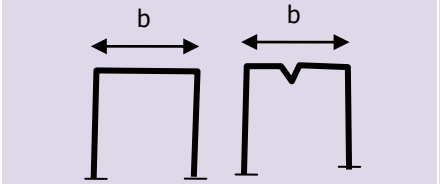
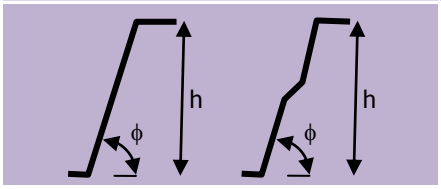
A distribuição da largura eficaz de cada retângulo em que se divide a secção, bem como o valor de k_σ, estabelece-se nas tabelas 4.1 e 4.2 da EN 1993-1-5 (não reproduzidas neste documento). O programa Tricalc calcula as características da secção eficaz (áreas, módulos resistentes, etc.) com base nestes retângulos eficazes, o que é uma simplificação suficientemente aproximada.

Secção eficaz de perfis abertos enformados a frio

Para os perfis abertos enformados a frio, a EN 1993-1-3 define uma secção eficaz de modo análogo ao caso dos perfis laminados de classe 4. O seu cálculo está baseado na substituição dos rigidificadores de bordo e interiores por molas de rigidez adequada para assim calcular as zonas eficazes de cada painel, através de um sistema iterativo. Remete-se para o artigo 5.5 da EN 1993-1-3:2006 para mais informação.

Os elementos planos (unidos através de concordâncias cilíndricas) que conformam a secção, devem de respeitar as relações largura / espessura máximas indicadas pela tabela 5.1 do EC3 para que os critérios desta parte da normativa sejam válidos. Tricalc comprova estes intervalos de validade, assinalando o correspondente erro no caso de incumprimento.

Máximas relações largura / espessura

Elementos da secção	Limite máximo
	b / t ≤ 50
	b / t ≤ 60 c / t ≤ 50
	b / t ≤ 90 c / t ≤ 60 d / t ≤ 50
	b / t ≤ 500
	45º ≤ ϕ ≤ 90º h / t ≤ 500·senϕ

Nota: **c** é medido na perpendicular ao elemento rigidificado ainda que o rigidificador esteja inclinado.

Para evitar a encurvadura do próprio rigidificador e para que rigidifiquem eficazmente, os rigidificadores deveriam cumprir:

$0,2 \leq c / b \leq 0,6$

$0,1 \leq d / b \leq 0,3$

Se 0,2 > c / b ou 0,1 > d / b, esse tramo de rigidificador deveria ignorar-se (ou seja, considerar que c = 0 ou d = 0).

Resistência das secções

Dependendo do tipo de secção, realizam-se distintas comprovações de acordo com a parte do **EC3** que lhes corresponda.

Secções laminadas, soldadas e de tubo estrutural

De acordo com o artigo 6.2 da EN 1993-1-1, para secções laminadas a quente, secções formadas por chapas soldadas e secções de tubo estrutural laminadas a quente ou enformadas a frio, realizam-se as seguintes comprovações.

Generalidades

Para os efeitos de "shear lag" remete-se para a EN 1993-1-5:2006, porém Tricalc não os tem em consideração.

A comprovação elástica, válida para qualquer classe de secção (as de classe 4, com a secção transversal reduzida), pode realizar-se, à falta de outra fórmula mais ajustada, com a seguinte expressão conservadora, aplicada no ponto crítico da secção:

$$\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Sendo

$\sigma_{x,Ed}$ tensão longitudinal de cálculo no ponto considerado;

$\sigma_{z,Ed}$ tensão transversal de cálculo no ponto considerado;

τ_{Ed} tensão tangencial de cálculo no ponto considerado.

A resistência plástica, como uma aproximação conservadora válida para todas as classes de secções, pode obter-se baseada numa soma linear dos efeitos de cada tensão. Para secções de Classe 1, 2 ou 3 submetidas a axial e flexão, pode utilizar-se a seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Resistência à tração

Nas secções solicitadas a esforço de tração N_{Ed}, deve-se comprovar:

$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$

$N_{t,Rd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

$N_{t,Rd} \leq N_{u,Rd} = 0{,}90 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$

onde A é a área bruta da secção e A_{net} a área liquida (igual à área bruta deduzindo os furos e aberturas).

Resistência à compressão sem encurvadura

Nas secções solicitadas por um esforço axial de compressão, realiza-se a seguinte comprovação:

$N_{Ed} / N_{c,Rd} \leq 1$

Sendo

- secções das Classes 1, 2 ou 3: $N_{c.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$;
- secções das Classes 4: $N_{c.Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$.

onde **A** é a área da secção bruta e $\mathbf{A_{eff}}$ a área da secção eficaz.

Resistência à flexão

A resistência à flexão simples das secções verifica-se através da expressão:

$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$

- A resistência plástica da secção bruta, para secções de classe 1 ou 2 será

$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

- A resistência elástica da secção bruta, para secções de classe 3 será

$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

- A resistência elástica da secção eficaz, para secções de classe 4 será

$M_{c,Rd} = M_{0,Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Sendo

W_{pl}	módulo resistente plástico correspondente à fibra com maior tensão;
W_{el}	módulo resistente elástico correspondente à fibra com maior tensão;
W_{eff}	módulo elástico da secção eficaz (correspondente à fibra com maior tensão).

Resistência ao esforço transversal

O valor de cálculo do esforço transversal comprove-se por meio da expressão:

$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$

Na ausência de torção, a resistência plástica ao transverso é

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

onde $\mathbf{A_v}$ é a área de corte a considerar em cada secção e em cada direção. O valor vem dos campos A_y e A_z da base de perfis. Podem-se utilizar as fórmulas indicadas no artigo 6.2.6 do **EC-3** para modificar os valores de A_y e A_z contidos na base de perfis.

Resistência à torsão

Se as deformações por distorção podem ser desprezadas, deverá cumprir-se que

$$T_{Ed} / T_{Rd} \leq 1$$

O torsor total de cálculo é a soma de dois efeitos internos:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

Sendo

$T_{t,Ed}$ valor de cálculo da torção de St. Venant. Em secções abertas (H, I, U,…) pode desprezar-se;

$T_{w,Ed}$ valor de cálculo da torção de empenamento. Em secções ocas fechadas pode desprezar-se.

A torção produz as seguintes tensões:

- $\tau_{t,Ed}$ tensões tangenciais devidas à torção de St. Venant $T_{t,Ed}$;
- $\sigma_{w,Ed}$ tensões normais longitudinais devidas a bimomento B_{Ed};
- $\tau_{w,Ed}$ tensões tangenciais devidas à torção por empenamento $T_{w,Ed}$.

Para transverso mais torsor, a resistência plástica ao transverso, $V_{pl,Rd}$, substitui-se por $V_{pl,T,Rd}$, de forma que

$$V_{Ed} / V_{pl,T,Rd} \leq 1$$

Para secções em I ou H:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1{,}25 \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} \cdot V_{pl,Rd}$$

Para secções em U:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1{,}25 \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] \cdot V_{pl,Rd}$$

Para secções ocas

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] \cdot V_{pl,Rd}$$

Resistência conjunta à flexão e transverso

Se $V_{Ed} < 0{,}50 \cdot V_{pl,Rd}$, não é necessário reduzir a resistência à flexão (salvo o que indique a EN 1993-1-5 sobre abaulamento por transverso). Se pelo contrário, $V_{Ed} \geq 0{,}50 \cdot V_{pl,Rd}$, a resistência à flexão calcular-se-á supondo na área ao transverso, um limite elástico reduzido

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Sendo $V_{pl,Rd}$ a resistência ao transverso. Em vez de reduzir o limite elástico, também se pode reduzir na mesma medida a espessura da parte de secção correspondente à área de transverso.

Se também existe, torção, substitui-se $V_{pl,Rd}$ nas expressões anteriores por $V_{pl,T,Rd}$ (ver a comprovação à torção).

Alternativamente, para secções em I ou H bissimétricas com transverso e flexão no plano da alma, o momento resistente é (com os eixos definidos no **EC3**)

$$M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \not> M_{y,c,Rd}$$

$A_w = h_w \cdot t_w$

Resistência conjunta à flexão e esforço axial em secções de Classe 1 e 2

Neste caso, deve cumprir-se a condição

$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$

Sendo $M_{N,Rd}$ a resistência à flexão reduzida por efeito do axial.

Para secções **retangulares maciças** sem furos para ligações, pode assumir-se:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \text{ , o que equivale a } \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

Para secções bissimétricas, ou outras secções com banzos, não é necessário reduzir $M_{pl,y,Rd}$ (momento no o eixo forte) por efeito do axial N_{Ed} caso se cumpra que

$N_{Ed} \leq 0{,}25 \cdot N_{pl,Rd}$

$N_{Ed} \leq 0{,}5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Para secções bissimétricas em I ou H, não é necessário reduzir $M_{pl,z,Rd}$ (momento no eixo débil) por efeito do axial N_{Ed} caso se cumpra que

$N_{Ed} \leq h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Para secções **bissimétricas em I ou H** soldadas ou laminadas, pode assumir-se:

$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0{,}5 \cdot a) \leq M_{pl,y,Rd}$

$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0{,}5$

$n \leq a \rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$

$n > a \rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \{1 - [(n - a) / (1 - a)]^2\}$

Para secções **retangulares ocas** de espessura constante e **dois U em caixão**, pode assumir-se:

$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0{,}5 \cdot a_w) \leq M_{pl,y,Rd}$

$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0{,}5 \cdot a_f) \leq M_{pl,z,Rd}$

$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0{,}5$; para 2 U em caixão

$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t) / A \leq 0{,}5$; para secções ocas

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w) / A \leq 0{,}5$; para 2 U em caixão

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t) / A \leq 0{,}5$; para secções ocas

Para flexão em ambos os eixos com axial pode utilizar-se o seguinte critério:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)^{\beta}\leq 1$$

Sendo α e β:

- De maneira conservadora: $\alpha = \beta = 1$
- Secções em I ou H: $\alpha = 2$; $\beta =$ máx $\{1; 5 \cdot n\}$
- Secções ocas circulares: $\alpha = \beta = 2$, com $M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n^{1,7})$
- Secções ocas retangulares: $\alpha = \beta =$ min $\{6; 1,66 / (1 - 1,13 \cdot n^2)\}$

No caso mais conservador, com $\alpha = \beta = 1$ e $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n)$, a comprovação anterior fica:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}+\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}}+\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}\leq 1$$

Resistência conjunta à flexão e esforço axial em secções de Classe 3

Na ausência de esforço transverso, a tensão longitudinal máxima deve ser:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

O que equivale à expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}+\frac{M_{y,Ed}}{M_{el,y,Rd}}+\frac{M_{z,Ed}}{M_{el,y,Rd}}\leq 1$$

Resistência conjunta à flexão e esforço axial em secções de Classe 4

Na ausência de transverso, a tensão longitudinal máxima da secção reduzida deve ser:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

De forma simplificada, pode substituir-se pela seguinte expressão:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{A_{eff}}+\frac{M_{y,Ed}+N_{Ed}\cdot e_{Ny}}{W_{eff,y,\min}}+\frac{M_{z,Ed}+N_{Ed}\cdot e_{Nz}}{W_{eff,z,\min}}\right)\cdot\frac{1}{f_y/\gamma_{M0}}\leq 1$$

Sendo

A_{eff}	área da secção transversal reduzida;
$W_{eff,min}$	módulo resistente da secção transversal reduzida (correspondente à fibra com maior tensão elástica);
e_N	deslocamento do centro de gravidade da secção transversal reduzida;

Nota: No artigo 6.2.9.3 da EN 1993-1-1 indica que A_{eff} e em deveriam calcular-se em compressão simples enquanto $W_{eff,min}$ deveria calcular-se em flexão simples no eixo considerado, o parágrafo 4.3(4) da EN 1993-1-5 permite obter os três valores na combinação de esforços (N_{Ed}, $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$) em estudo. Tricalc adota este último critério, que consideramos mais acertado e está em consonância com outras normas similares (CTE DB SE-A, por exemplo).

Resistência conjunta à flexão, esforço transverso e esforço axial

Se $V_{Ed} < 0{,}50 \cdot V_{pl,Rd}$, não é necessário reduzir a resistência conjunta ao axial mais flexão de artigos anteriores (salvo o que indique a EN 1993-1-5 sobre empenamento da alma por transverso). Se pelo contrário, $V_{Ed} \geq 0{,}50 \cdot V_{pl,Rd}$, a resistência à flexão calcular-se-á supondo na área ao transverso, um limite elástico reduzido

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Em vez de reduzir o limite elástico, também se pode reduzir na mesma medida a espessura da parte da secção correspondente à área de corte.

Resistência à compressão com encurvadura

Nas barras solicitadas por um esforço axial de compressão, realiza-se a comprovação:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$$

- Caso se modifique a resistência de cálculo à encurvadura de uma peça comprimida, que será:

$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$ *para secções de Classe 1, 2 ou 3*

$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$ *para secções de Classe 4*

onde:

χ	coeficiente de redução do modo de encurvadura a considerar. Para $\overline{\lambda} \leq 0{,}2$ ou $N_{Ed} / N_{cr} \leq 0{,}04$, não é necessário considerar a encurvadura, pelo que pode adotar-se $\chi = 1$. Em peças de secção uniforme e axial de compressão constante, pode-se utilizar a expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda}^2}} \not> 1$$

$$\phi = 0{,}5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\overline{\lambda} - 0{,}2) + \overline{\lambda}^2]$$

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{(A \text{ ou } A_{eff}) \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{(A \text{ ou } A_{eff}) \cdot f_y}{E \cdot I}}$$

α	coeficiente de imperfeição, dependente da curva de encurvadura (a_0, a, b, c ou d) considerada e do tipo de secção, de acordo com as tabelas 6.1 e 6.2 da EN 1993-1-1;
N_{cr}	$= [\pi / L_{cr}]^2 \cdot E \cdot I$, esforço axial crítico elástico para o modo de encurvadura considerado, calculado com a secção bruta;
E	módulo de elasticidade;
L_{cr}	comprimento de encurvadura no plano considerado;
I	módulo de inércia no plano considerado da secção bruta.

Quando se desativa a opção **Comprovar ENCURVADURA** na caixa **Cálculo>Secções>Opções...** assume-se o valor $\chi_y = \chi_z = 1$. Quando se desativam as opções **Esbelteza Yp** ou **Esbelteza Zp** da função **Cálculo>Secções> Opções...** assume-se $\chi_y = 1$ ou $\chi_z = 1$.

Resistência à flexão composta com encurvadura

As secções submetidas à compressão mais flexão em ambos os eixos com encurvadura, cumprirão o indicado abaixo. Para este artigo as secções classificam-se em:

- Elementos não suscetíveis de deformação torsional. Secções ocas circulares ou com torção impedida;
- Elementos suscetíveis de deformação torsional. Secções abertas ou com torção não impedida.

Deveriam cumprir-se as seguintes expressões (6.61) e (6.62) da EN 1993-1-1:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \right) \cdot \gamma_{M1} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \right) \cdot \gamma_{M1} \leq 1$$

Em todos os casos, as expressões são as do **EC-3**, em que o eixo yy da secção corresponde ao Zp do Tricalc, e o eixo zz corresponde ao Yp do Tricalc.

N_{Rk}	$= f_y \cdot A_i$;
$M_{i,Rk}$	$= f_y \cdot W_i$;
N_{Ed}, $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$	são o axial e os momentos máximos de cálculo ao longo do elemento;
χ_y, χ_z	coeficientes redutores para encurvadura por flexão;
χ_{LT}	coeficiente redutor para encurvadura lateral; será $\chi_{LT} = 1$ em elementos não suscetíveis à deformação torsional;
k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}	fatores de interação, calculados segundo o anexo A ou o anexo B da EN 1993-1-1. O anexo nacional pode escolher como válido um dos dois. O Tricalc utiliza o método do anexo B;
A_i, W_i, $\Delta M_{i,Ed}$	de acordo com a tabela seguinte:

Classe	1 e 2	3	4
A_i	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$

Estaca-prancha

De acordo com o artigo 5.2 da EN 1993-5, para estaca-prancha laminadas a quente, realizam-se as seguintes comprovações. A estaca-prancha tem a particularidade de se considerar que só fletem no plano perpendicular à parede e não são sensíveis à encurvadura lateral.

Resistência à compressão simples sem encurvadura de estaca-prancha

A comprovação ao axial será:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Resistência à flexão simples de estaca-prancha

Em flexão simples deverá cumprir-se:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Onde

Classe 1 ou 2: $M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Classe 3: $M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Classe 4: $M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Sendo

β_B fator que tem em consideração a transmissão de transverso nos enlaces entre peças, de forma que:

= 1 em secções Z (ou de triplo U)

$\leq$ 1 em secções U (ou de duplo U). Os perfis em U da base de dados fornecida pelo Tricalc, de acordo com as especificações da profilARBED, estão sempre ligadas de forma que $\beta_B = 1$.

Resistência ao transverso da estaca-prancha

O transverso deverá resistir pelas almas, com:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot f_y / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M0})$$

$$A_V = t_w \cdot (h - t_f)$$

sendo

A_V projeção da área da alma na direção do transverso;

h altura total da parede;

t_f espessura do banzo;

t_w espessura da alma. No caso de espessura variável assume-se a menor espessura da alma excluídas as zonas de ligação (em secções U).

No Tricalc utiliza-se como A_V o dado de A_y da base de estaca-prancha, calculado de acordo com a expressão anterior.

Resistência à encurvadura por transverso de Estaca-prancha

Deverá verificar-se a encurvadura por transverso se

$$c / t_w > 72 \cdot \varepsilon$$

No caso, a resistência por transverso será

$$V_{b,Rd} = (h - t_f) \cdot t_w \cdot f_{bv} / \gamma_{M0}$$

sendo

c	largura da alma; = (h – t_f) / sen α para secções Z; = (h – t_f) / (2·sen α) para secções U;
α	ângulo entre a alma e o banzo;
f_{bv}	calculado de acordo com a tabela 6.1 da EN 1993-1-3 para alma sem rigidificadores em apoios e esbelteza

$$\overline{\lambda} = 0{,}346 \frac{c}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Resistência conjunta à flexão e transverso

Se $V_{Ed} > 0{,}5 \cdot V_{pl,Rd}$, então a resistência à flexão $M_{c,Rd}$ substitui-se por uma resistência reduzida $M_{V,Rd}$:

$$M_{V,Rd} = \left(\beta_B \cdot W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4 \cdot t_w \cdot \sin \alpha} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \not> M_{c,Rd}$$

$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$

Estaca-prancha submetida à flexão, transverso e axial

Para flexão mais axial não é necessário comprovar a encurvadura se:

$N_{Ed} \leq 0{,}04 \cdot N_{cr}$

$N_{cr} = E \cdot I \cdot \beta_D \cdot \pi^2 / \ell^2$

Sendo

N_{cr}	carga crítica elástica tendo em consideração só compressões;
β_D	fator redutor devido à eficácia das ligações entre peças; = 1 em secções Z (ou de triplo U) $\leq$ 1 em secções U (ou de duplo U). Os perfis em U da base de dados utilizada por Tricalc, de acordo com as especificações de profilARBED, estão sempre ligados de forma que β_D = 1;
ℓ	comprimento de encurvadura de acordo com a figura 5-2 ou 5-3: consideram-se as ancoragens e prumos como apoios bem como o extremo inferior da parede a (base livre). ℓ será então o comprimento do tramo maior em que fica dividida a parede (no caso da parede na base o comprimento do último tramo reduzirá cerca de 30%).

Nota: No Tricalc, o comprimento de encurvadura é o comprimento entre pontos de momento nulo, que é a definição geral de comprimento de encurvadura; porém não se tem em consideração a encurvadura se o cálculo da parede é em 2ª ordem, de acordo com o estabelecido na EN 1993-1-1.

Caso se necessite de comprovar a encurvadura, para secções de Classe 1, 2 e 3 deveria cumprir-se a seguinte expressão:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} + 1{,}15 \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M0}} \leq 1$$

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Sendo

$M_{c,Rd}$ momento resistente de acordo com os artigos anteriores;

χ coeficiente de encurvadura segundo EN 1993-1-1 para a curva de encurvadura 'd' e esbelteza

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

A comprovação do axial mais o momento sem considerar encurvadura, baseia-se em comprovar à flexão simples com um momento resistente reduzido, $M_{N,Rd}$:

- Secções Z de classe 1 e 2:

  $M_{N,Rd} = 1{,}11 \cdot M_{c,Rd} \cdot (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd}$

- Secções U de classe 1 e 2:

  $M_{N,Rd} = 1{,}33 \cdot M_{c,Rd} \cdot (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd}$

- Secções de classe 3:

  $M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd}$

- Secções de classe 4: neste caso, a comprovação é:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Esta redução não é necessária realizar caso se cumpra:

- Secções Z de classe 1 e 2; secções U de classe 3:

  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0{,}10$

- Secções U de classe 1 e 2:

  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0{,}25$

Se ainda existir transverso tal que $V_{Ed} > 0{,}5 \cdot V_{pl,Rd}$, a comprovação de axial mais flexão realizar-se-á assumindo para a área de transverso (a alma) um limite elástico reduzido

$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y$

$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$

Perfis abertos enformados a frio

De acordo com o artigo 6 da EN 1993-1-3, para secções abertas enformadas a frio, realizam-se as seguintes comprovações.

Como se indicou no artigo correspondente a "Materiais", no Tricalc não se considera o possível aumento do limite elástico como consequência do processo de enformado (artigo 3.2.2 da EN 1993-1-3), considerando-se portanto que $f_{ya} = f_{yb}$ (o que está do lado da segurança).

Tricalc também não considera os fenómenos derivados do "shear lag".

Resistência à tração simples

A resistência à tração simples deverá obter-se com:

$$N_{t,Rd} = f_{ya} \cdot A_g / \gamma_{M0}$$

Sendo

A_g a área da secção bruta;

f_{ya} limite elástico incrementado médio.

Resistência à compressão simples

A resistência à compressão simples deveria obter-se como:

- Se $A_{eff} < A_g$:

$$N_{c,Rd} = f_{yb} \cdot A_{eff} / \gamma_{M0}$$

- Se $A_{eff} = A_g$:

$$N_{c,Rd} = A_g \{ f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot (1 - \overline{\lambda}_e / \overline{\lambda}_{e0})] / \gamma_{M0} \not> A_g \cdot f_{ya} / \gamma_{M0}$$

Dado que no Tricalc $f_{ya} = f_{yb}$, a expressão anterior fica:

$$N_{c,Rd} = f_{yb} \cdot A_g / \gamma_{M0}$$

Sendo

A_{eff} área efetiva da secção considerando uma tensão de compressão de valor $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}$;

f_{yb} limite elástico básico.

Resistência à flexão

Ainda que o artigo 6.1.4 da EN 1993-1-3 permite uma plastificação parcial dos banzos, Tricalc não o considera (o que está do lado da segurança). Portanto, a resistência à flexão simples obtém-se com:

- Se $W_{eff} < W_{el}$:

$$M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

- Se $W_{eff} = W_{el}$:

$$M_{c,Rd} = W_{el} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

Sendo

W_{eff} módulo efetivo calculado com a secção eficaz.

Para flexão em ambos os eixos, pode utilizar-se a expressão:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1$$

Resistência ao transverso

A resistência de cálculo ao transverso deverá calcular-se como:

$$V_{b,Rd} = h_w \cdot t \cdot f_{bv} / (\gamma_{M0} \cdot \operatorname{sen} \phi)$$

Sendo

f_{bv} resistência ao transverso considerando a encurvadura, segundo a tabela 6.1 do EC3 (no Tricalc considera-se o caso de almas sem rigidificadores nos apoios);

h_w altura da alma entre as linhas médias dos banzos;

ϕ ângulo entre alma e banzo.

Resistência ao transverso com encurvadura f_{bv}

Esbelteza relativa da alma	Alma sem rigidificadores em apoios	Alma com rigidificadores em apoios
$\bar{\lambda}_w \le 0{,}83$	$0{,}58 \cdot f_{yb}$	$0{,}58 \cdot f_{yb}$
$0{,}83 < \bar{\lambda}_w < 1{,}40$	$0{,}48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0{,}48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \ge 1{,}40$	$0{,}67 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0{,}48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

A esbelteza relativa da alma calcula-se como:

- Alma sem rigidificadores interiores

$$\bar{\lambda}_w = 0{,}346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

- Alma com rigidificadores interiores

$$\bar{\lambda}_w = 0{,}346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{5{,}34 \cdot f_{yb}}{k_r \cdot E}} \ge 0{,}346 \cdot \frac{s_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

Sendo

k_r $= 5{,}34 + (2{,}10 / t) \cdot (\Sigma I_s / s_d)^{1/3}$

I_s momento de inércia de cada rigidificador: momento de inércia do rigidificador (de comprimento s_a) mais dois troços de alma adjacentes, de comprimento $s_{eff,1}$ cada um, relativamente a um eixo paralelo ao plano da alma pelo baricentro do rigidificador (o ângulo entre ambos os troços de alma despreza-se);

s_d altura da alma desenvolvida (comprimento da sua linha média);

s_p comprimento do troço plano da alma mas largo;

s_w altura da alma: distância entre os pontos médios das esquinas de união com os banzos medida em paralelo aos troços planos da alma.

Resistência ao momento torsor

A tensão normal, $\sigma_{tot,Ed}$, devida a axiais e momentos aplicados deverá avaliar-se com a secção efetiva. No entanto, a tensão tangencial, $\tau_{tot,Ed}$, devida a transversos, torsão uniforme de St. Venant e empenamento deverão avaliar-se com a secção bruta.

As seguintes expressões deverão cumprir-se:

$$\sigma_{tot,Ed} \le f_{ya} / \gamma_{M0}$$

$$\tau_{tot,Ed} \le f_{ya} / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M0})$$

$$(\sigma_{tot,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{tot,Ed}^2)^{0,5} \le 1{,}1 \cdot f_{ya} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{tot,Ed} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{My,Ed} + \sigma_{Mz,Ed}$$

$$\tau_{tot,Ed} = \tau_{Vy,Ed} + \tau_{Vz,Ed} + \tau_{t,Ed} + \tau_{w,Ed}$$

Sendo

$\sigma_{My,Ed}$	tensão normal de cálculo devida a $M_{y,Ed}$ (utilizando a secção eficaz);
$\sigma_{Mz,Ed}$	tensão normal de cálculo devida a $M_{z,Ed}$ (utilizando a secção eficaz);
$\sigma_{N,Ed}$	tensão normal de cálculo devida a N_{Ed} (utilizando a secção eficaz);
$\tau_{Vy,Ed}$	tensão tangencial de cálculo devida a $V_{y,Ed}$ (utilizando a secção bruta);
$\tau_{Vz,Ed}$	tensão tangencial de cálculo devida a $V_{z,Ed}$ (utilizando a secção bruta);
$\tau_{t,Ed}$	tensão tangencial de cálculo devida à torção uniforme de St. Venant (utilizando a secção bruta);
$\tau_{w,Ed}$	tensão tangencial de cálculo devida ao empenamento (utilizando a secção bruta).

Resistência à encurvadura por flexão

O axial resistente, $N_{b,Rd}$, deverá calcular-se segundo EN 1993-1-1 porém com a curva de encurvadura da tabela 6.3 da EN 1993-1-3.

Resistência à encurvadura por torção e por flexo – torção

Em secções abertas com simetria pontual pode produzir-se encurvadura por torção antes que por flexão. Em secções abertas com um eixo de simetria pode produzir-se uma encurvadura por flexo – torção antes que por flexão. Em secções abertas não simétricas pode produzir-se encurvadura por torção ou por flexo – torção antes que por flexão.

Estas encurvaduras estudam-se segundo o artigo 6.3.1.1 da EN 1993-1-1, com a curva de encurvadura segundo z – z da tabela 6.3 da EN 1993-1-3.

A força crítica elástica para encurvadura por torção de vigas biapoiadas pode tomar-se como:

$$N_{cr,T} = (G \cdot I_t + \pi^2 \cdot E \cdot I_w / \ell_T^2) / i_0^2$$

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2$$

Sendo

G	módulo de rigidez transversal;
I_t	inércia à torção da secção bruta;
I_w	módulo de empenamento da secção bruta;
i_y	raio de giração da secção bruta relativamente ao eixo e – y;
i_z	raio de giração da secção bruta relativamente ao eixe z – z;
ℓ_T	comprimento de encurvadura para encurvadura por torção ou flexo – torção, calculada tendo em consideração o grau de restrição à rotação e empenamento em ambos os extremos da barra, de comprimento total L_T;
y_0, z_0	coordenadas do centro de transversos relativamente ao baricentro da secção bruta.

Para secções bissimétricas ($y_0 = z_0 = 0$) o axial crítico elástico de encurvadura por flexo – torção será:

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T}, \text{ com } N_{cr,T} < N_{cr,y} \text{ e } N_{cr,T} < N_{cr,z}$$

Para secções simétricas relativamente a e – e ($z_0 = 0$) o axial crítico elástico de encurvadura por flexo – torção seria:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2 \cdot \beta}\left(1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}\right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}}\right)$$

$\beta = (y_0 / i_0)^2$

Resistência à encurvadura lateral

O programa realiza de forma opcional a comprovação à encurvadura lateral para a flexão no plano da alma (eixo forte), para que se cumpra:

$M_{Ed} / M_{b,Rd} \leq 1$

Se o banzo comprimido está suficientemente 'travado' ou a secção é oca circular ou quadrada, não existe sensibilidade à encurvadura lateral.

A resistência de cálculo à encurvadura lateral de uma viga ou diagonal não 'travada' lateralmente será:

$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}$

Onde

W_y	= $W_{pl,y}$ em secções das Classes 1 e 2; = $W_{el,y}$ em secções da Classe 3; = $W_{eff,y}$ em secções da Classe 4;
χ_{LT}	coeficiente de redução correspondente à encurvadura lateral. O valor χ_{LT} obtém-se através: $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \overline{\lambda}_{LT}^2}} \not> \begin{cases} 1 \\ 1/\overline{\lambda}_{LT}^2 \end{cases}$ $\phi_{LT} = 0{,}5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - \overline{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \overline{\lambda}_{LT}^2]$ $\overline{\lambda}_{LT,0} = 0{,}4$, salvo o indicado no anexo nacional β = 0,75, salvo o indicado no anexo nacional

O valor do coeficiente de imperfeição α_{LT} para encurvadura lateral será o indicado na tabela 6.3 do **EC-3**, com base na curva de encurvadura definida na tabela 6.5 do **EC-3**.

Para ter em consideração a distribuição de momentos fletores ao longo da viga, χ_{LT} substitui-se por:

$\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f \leq 1$

$$f = 1 - 0{,}5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2 \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0{,}8)^2] \not> 1$$

O valor de $\mathbf{k_c}$ pode obter-se da tabela 6.5 da EN 1993-1-1 e varia entre 0,60 (que corresponde a uma lei linear de momentos entre $+M_{Ed}$ e $-M_{Ed}$) e 1,0 (correspondente a momento constante).

O valor de $\overline{\lambda}_{LT}$ determina-se através de:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

Onde

M_{cr}	momento crítico elástico de encurvadura lateral.

Se $\overline{\lambda}_{LT} \leq \overline{\lambda}_{LT,0}$ ou $M_{Ed}/M_{cr} \leq \overline{\lambda}^2_{LT,0}$, ou a viga está suficientemente 'contraventada', não será necessário considerar a encurvadura lateral.

Para determinar M_{cr}, nem o Eurocódigo 3 nem a EAE indicam nada. No seu lugar, o programa utiliza o artigo 6.3.3.3 da norma espanhola CTE DB SE-A de 2006.

No caso de secções abertas enformadas no frio, a comprovação de encurvadura lateral pode realizar-se de acordo com a seguinte expressão:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}\right)^{0,8} \leq 1$$

Comprovação do empenamento da alma por transverso

O empenamento da alma por transverso (também denominado encurvadura por transverso) estuda-se tanto para perfis laminados ou soldados como para perfis abertos enformados a frio.

Perfis laminados ou soldados

O programa realiza a comprovação ao empenamento da alma por transverso em vigas laminadas ou soldadas de acordo com os artigos 5, 6 e 9 da EN 1993-1-5.

É necessário comprovar a resistência ao empenamentos de almas não rigidificadas com esbeltezas $h_w / t > 72 \cdot \varepsilon / \eta$ e de almas rigidificadas com esbeltezas $h_w / t > 31 \cdot \varepsilon \cdot k_\tau^{0,5} / \eta$, sendo

ε	$= (235 / f_y)^{0,5}$, com f_y em MPa;
h_w	largura da alma;
k_τ	coeficiente mínimo de encurvadura por transverso do painel de alma;
η	= 1,20 para $f_y \leq 460$ MPa, salvo o que indique o Anexo Nacional;
	= 1,00 para $f_y > 460$ MPa, salvo o indicado no Anexo Nacional.

A resistência ao empenamento determina-se então através de:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \eta \cdot f_y \cdot h_w \cdot t / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M1})$$

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \cdot f_y \cdot h_w \cdot t / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M1})$$

Sendo

$V_{bw,Rd}$	Contribuição da alma à resistência ao transverso;
$V_{bf,Rd}$	Contribuição dos banzos ao transverso (não é tido em conta pelo Tricalc).

Para almas com rigidificadores transversais só nos apoios e almas com rigidificadores transversais intermédios e/ou longitudinais, χ_w obtém-se da tabela 5.1 da EN 1993-1-5 (Tricalc considera o caso de 'Rigid end post´).

Contribuição do fator χ_w da alma na resistência à encurvadura por transverso

Esbelteza modificada	Rígido na extremidade	Não rígido na extremidade
$\overline{\lambda}_w < 0{,}83/\eta$	η	η
$0{,}83/\eta \le \overline{\lambda}_w < 1{,}08$	$0{,}83/\overline{\lambda}_w$	$0{,}83/\overline{\lambda}_w$
$\overline{\lambda}_w \ge 1{,}08$	$1{,}37/(0{,}7+\overline{\lambda}_w)$	$0{,}83/\overline{\lambda}_w$

Para calcular a esbelteza modificada da alma, pode utilizar-se:

$$\overline{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3}\cdot\tau_{cr}}} = \frac{h_w}{37{,}4\cdot t\cdot\varepsilon\cdot\sqrt{k_\tau}}$$

Sendo

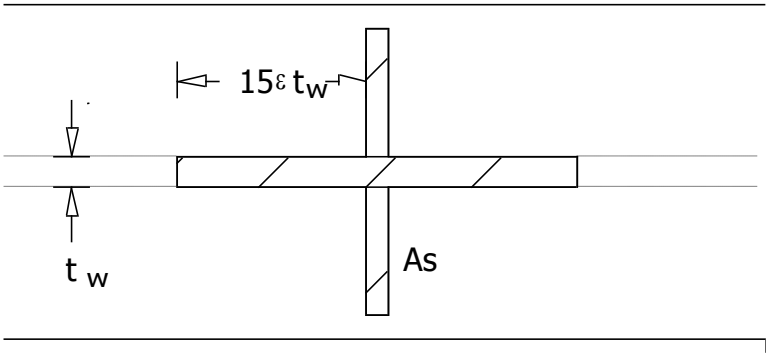
$\overline{\lambda}_w$	esbelteza da alma;
τ_{cr}	tensão tangencial crítica de empenamento;
k_τ	coeficiente de empenamento para tensão tangencial, de valor:

- Se existem rigidificadores só em ambos os extremos da barra, $k_\tau = 5{,}34$.
- Se existem rigidificadores intermédios, à distância 'a', com $a / h_w < 1$, $k_\tau = 4 + 5{,}34 / (a/h_w)^2$.
- Se existem rigidificadores intermédios, à distância 'a', com $a / h_w \ge 1$, $k_\tau = 5{,}34 + 4 / (a/h_w)^2$.

Os rigidificadores devem dimensionar-se à encurvadura para um esforço de compressão de valor:

$$V_{Ed} - \frac{f_y\cdot h_w\cdot t}{\gamma_{M1}\cdot\overline{\lambda}_w^2\cdot\sqrt{3}}$$

Para calcular a resistência à encurvadura, com a curva de encurvadura c e um comprimento de encurvadura $\ell = 0{,}75\cdot h_w$, toma-se como secção de cálculo a definida na figura



Além disso, o momento de inércia de um rigidificador cumprirá:

- se $a/h_w < 2^{1/2}$ ➔ $I_s \ge 1{,}5\cdot h_w^3\cdot t_w^3 / a^2$
- se $a/h_w \ge 2^{1/2}$ ➔ $I_s \ge 0{,}75\cdot h_w\cdot t_w^3$

Perfis abertos enformados a frio

O programa realiza a comprovação ao empenamento da alma por ações transversais locais em vigas enformadas a frio de acordo ao artigo 6.1.7 da EN 1993-1-3.

Para evitar o empenamento, rotura ou encurvadura da alma por ações ou reações aplicadas nos banzos, deve-se verificar que:

$$F_{Ed} \leq R_{w,Rd}$$

Sendo

F_{Ed} a força local transversal;

$R_{w,Rd}$ resistência local transversal da alma.

Não se contempla neste caso a possibilidade de adicionar rigidificadores transversais de alma, pelo que simplesmente se comprova que a secção verifica a condição anterior.

No Tricalc, assume-se o caso em que a carga ou reação F_{Ed} está num só lado (banzo superior ou banzo inferior) da viga, sem carga ou reação próxima no banzo oposta.

Secções com uma só alma sem rigidificadores interiores

Este artigo também vale para 2U ou 2C unidas para formar um I, ainda que neste caso, $R_{w,Rd}$ corresponde a cada alma.

Além da condição de resistência, dever-se-á cumprir que:

$$h_w / t \leq 200$$

$$r / t \leq 6$$

$$45^o \leq \phi \leq 90^o$$

Sendo

h_w altura da alma, entre as linhas médias dos banzos;

r raio interior dos acordos cilíndricos;

ϕ ângulo entre banzos e alma (nas secções enformadas a frio atualmente disponíveis em Tricalc, é sempre 90°).

A resistência de cada alma será (sendo $\mathbf{s_s}$ o comprimento do apoio, que Tricalc considera 50 mm e **c** a distância da carga ou reação ao extremo da viga):

- Secções não simétricas relativamente ao eixo débil
  - $c \leq 1{,}5 \cdot h_w$ (carga próxima ao extremo livre da viga)

    Banzos com rigidificadores

$$R_{w,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left(9{,}04 - \frac{h_w}{60 \cdot t}\right)\left(1 + 0{,}01\frac{s_s}{t}\right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

    Banzos sem rigidificadores, com $s_s / t \leq 60$

$$R_{w,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left(5{,}92 - \frac{h_w}{132 \cdot t}\right)\left(1 + 0{,}01\frac{s_s}{t}\right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

    Banzos sem rigidificadores, com $s_s / t > 60$

$$R_{w,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left(5{,}92 - \frac{h_w}{132 \cdot t}\right)\left(0{,}71 + 0{,}015\frac{s_s}{t}\right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

- c > 1,5·h_w (ação afastada do extremo livre da viga)
  - s_s / t ≤ 60

$$R_{w,Rd} = k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \left(14{,}7 - \frac{h_w}{49{,}5 \cdot t}\right)\left(1 + 0{,}007\frac{s_s}{t}\right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

  - s_s / t > 60

$$R_{w,Rd} = k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \left(14{,}7 - \frac{h_w}{49{,}5 \cdot t}\right)\left(0{,}75 + 0{,}011\frac{s_s}{t}\right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

- Secções simétricas relativamente ao eixo débil
  - c ≤ 1,5·h_w (ação próxima ao extremo livre da viga)

$$R_{w,Rd} = k_7 \cdot \left(8{,}8 + 1{,}1\sqrt{\frac{s_s}{t}}\right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

  - c > 1,5·h_w (ação afastada do extremo livre da viga)

$$R_{w,Rd} = k_5^* \cdot k_6 \cdot \left(13{,}2 + 2{,}87\sqrt{\frac{s_s}{t}}\right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

Sendo

$k_1 = 1{,}33 - 0{,}33 \cdot k$
$k_2 = 1{,}15 - 0{,}15 \cdot r / t$, com $0{,}50 \le k_2 \le 1{,}00$
$k_3 = 0{,}70 + 0{,}30 \cdot (\phi / 90)^2$
$k_4 = 1{,}22 - 0{,}22 \cdot k$
$k_5 = 1{,}06 - 0{,}06 \cdot r / t \le 1{,}0$
$k_5^* = 1{,}49 - 0{,}53 \cdot k \ge 0{,}6$
$k_6 = 0{,}88 - 0{,}12 \cdot t / 1{,}9$
$s_s / t < 150 \rightarrow k_7 = 1 + s_s / (750 \cdot t)$
$s_s / t \ge 150 \rightarrow k_7 = 1{,}20$
$k = f_{yb} / 228\ MPa$

Secções com dois ou mais almas sem rigidificadores interiores

Este artigo aplica-se, por exemplo, a perfis enformados omega.
Além da condição de resistência, deve-se cumprir que:

$h_w / t \le 200 \cdot sen\ \phi$
$r / t \le 10$
$45^o \le \phi \le 90^o$

Sendo

h_w altura da alma, entre as linhas médias dos banzos;

r raio interior dos acordos cilíndricos;

ϕ ângulo entre banzos e alma (nas secções enformadas a frio atualmente disponíveis em Tricalc, é sempre 90°).

A resistência de cada alma será então:

$$R_{w,Rd} = \alpha \cdot t^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot E} \cdot \left(1 - 0{,}1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(0{,}5 + \sqrt{\frac{0{,}02 \cdot l_a}{t}}\right) \cdot \left[2{,}4 + \left(\frac{\phi}{90}\right)^2\right] \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

Os valores de ℓ_a e α baseiam-se na categoria da secção, correspondendo a categoria 1 ao caso de ações ou reações próximas do bordo da viga ($c \leq 1{,}5 \cdot h_w$). No caso do Tricalc, considera-se

ℓ_a = 10 mm

Categoria 1 ➔ α = 0,057

Categoria 2 ➔ α = 0,115

Resistência ao fogo

A resistência ao fogo dos elementos de aço calculados com Eurocódigo 3, comprova-se de acordo com a EN 1993-1-2:2005 + AC:2009.

Nota: Existe uma incongruência entre a nomenclatura utilizada na EN 1992-1-2 e a EN 1993-1-2, de forma que para o que numa é $X_{d,fi}$ noutra é $X_{fi,d}$. Neste documento utilizam-se ambas as formas indistintamente.

Regras gerais e campo de aplicação

O método utilizado cobre resistências ao fogo de até 240 minutos.

O critério de resistência satisfaz-se caso se cumpra a equação (2.3):

$$E_{d,fi} / R_{d,fi,t} \leq 1$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

Sendo

E_d é o efeito das ações à temperatura normal de acordo com as situações persistentes ou transitórias (artigo 6.4.3.2 da EN 1990);

$E_{d,fi}$ é o efeito das ações na situação de incêndio;

$R_{d,fi,t}$ é a resistência na situação de incêndio no instante t;

η_{fi} fator de redução do nível de ação em situação de incêndio.

O nível de ação, η_{fi}, obtém-se através das expressões

- Para as combinações obtidas através da expressão (6.10) da EN 1990:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

- Para as combinações obtidas através das expressões (6.10a) e (6.10b) da EN 1990, o menor das seguintes expressões:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Como simplificação pode utilizar-se o valor η_{fi} = 0,65, exceto para áreas de armazenamento (Categoria de carga E), onde se recomenda um valor de 0,7. No Tricalc, este dado define-se nas opções de comprovação ao fogo.

Propriedades dos materiais

Para avaliar a resistência em situação de incêndio, algumas das características do aço variam em função da temperatura alcançada. Desta forma, estabelecem-se os seguintes coeficientes:

$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$

$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$

$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$

Sendo

$f_{y,\theta}$	limite elástico do aço em função da sua temperatura;
$f_{p,\theta}$	tensão a partir da qual se curva a linha tensão – deformação do aço, em função da sua temperatura (a temperatura normal, 20°, é 1);
$E_{a,\theta}$	módulo de elasticidade do aço em função da sua temperatura.

Coeficientes redutores para o aço a elevadas temperaturas

Temperatura do aço θ_a	Coeficientes redutores da temperatura θ_a relativos ao valor a 20ºC		
	$k_{y,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20 ºC	1,000	1,000	1,000
100 ºC	1,000	1,000	1,000
200 ºC	1,000	0,807	0,900
300 ºC	1,000	0,613	0,800
400 ºC	1,000	0,420	0,700
500 ºC	0,780	0,360	0,600
600 ºC	0,470	0,180	0,310
700 ºC	0,230	0,075	0,130
800 ºC	0,110	0,050	0,090
900 ºC	0,060	0,0375	0,0675
1000 ºC	0,040	0,0250	0,0450
1100 ºC	0,020	0,0125	0,0225
1200 ºC	0,000	0,0000	0,0000

Classificação das secções

Para as comprovações relativas a esta parte EN 1993-1-2, as secções podem ser classificadas como a temperatura normal com um valor reduzido para ε de valor

$$\varepsilon = 0,85 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$$

Sendo $\mathbf{f_y}$ o limite elástico do aço a temperatura normal em MPa.

Modelos de cálculo

Para as secções de Classe 1, 2 ou 3 calculadas com a EN 1993-1-1, Tricalc utiliza o modelo exposto no artigo 4.2.3 da EN 1993-1-2 (ver o artigo 'Cálculo da resistência ao fogo' a seguir).

Para as secções de Classe 4 e secções abertas enformadas a frio, de acordo com o artigo 4.2.3.6 da EN 1993-1-2, basta comprovar que a temperatura do aço não alcança o valor θ_{crit}, que, salvo o que indique o anexo nacional, pode tomar-se como θ_{crit} = 350°.

Cálculo da resistência ao fogo

O coeficiente de segurança para a situação de incêndio, γ_{Mfi}, salvo o indicado no anexo nacional, pode tomar-se com o valor 1,0, que é o valor adotado pelo Tricalc.

Como se indicou no artigo 'Modelos de cálculo', este artigo aplica-se para as secções de Classe 1, 2 ou 3 calculadas com a EN 1993-1-1.

Resistência à tração

A resistência de cálculo de um elemento à tração com uma temperatura uniforme θ_a deveria ser determinada através de:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot N_{Rd} \cdot (\gamma_{M0} / \gamma_{Mfi})$$

Sendo

N_{Rd} resistência de cálculo da secção à tração a temperatura normal, de acordo com o EN 1993-1-1.

Resistência à compressão com encurvadura

A resistência de cálculo de um elemento à compressão e encurvadura com uma temperatura uniforme θ_a deveria ser determinada através:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{Mfi}$$

Sendo

χ_{fi} o coeficiente redutor para encurvadura em situação de incêndio;

O valor de χ_{fi}, será o menor dos calculados em cada eixo de flexão. O seu valor para cada eixo pode determinar-se através:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_\theta + \sqrt{\phi_\theta^2 - \overline{\lambda}_\theta^2}} \not> 1$$

$$\phi_\theta = 0{,}5 \cdot [1 + \alpha \cdot \overline{\lambda}_\theta + \overline{\lambda}_\theta^2]$$

$$\alpha = 0{,}65 \cdot (235 / f_y)^{0{,}5}$$

$$\overline{\lambda}_\theta = \overline{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

O comprimento de encurvadura de um pilar para situação de incêndio deveria determinar-se como para situação de temperatura normal. Para uma maior precisão poderia ter-se em conta que os elementos situados em recintos de incêndio independentes do supostamente incendiado acarretam uma maior coação que em situação de não incêndio. Em Tricalc utiliza-se a mesma comprimento de encurvadura que na situação a temperatura normal.

Resistência a flexão e encurvadura lateral

A resistência de cálculo à flexão $M_{fi,\theta,Rd}$ de uma secção com uma temperatura uniforme θ_a deveria determinar-se através:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot (\gamma_{M0} / \gamma_{Mfi})$$

Para uma distribuição não uniforme de temperatura, a resistência à flexão $M_{fi,t,Rd}$ pode tomar-se:

$$M_{fi,t,Rd} = M_{fi,\theta,Rd} / (\kappa_1 \cdot \kappa_2)$$

Sendo

M_{Rd} em secções de Classe 1 ou 2, o momento resistente plástico da secção para temperatura normal, $M_{pl,Rd}$; em secções de Classe 3, o momento resistente elástico da secção para temperatura normal, $M_{el,Rd}$; em ambos casos, pode estar reduzido

pelo efeito do transverso para temperatura normal, $M_{V,Rd}$, de acordo com EN 1993-1-1.

κ_1 coeficiente relacionado com uma distribuição de temperatura não uniforme através da secção;

= 1,00 para uma viga com todas as faces expostas;

= 0,70 para uma viga não protegida com três faces expostas;

= 0,85 para uma viga protegida com três faces expostas;

κ_2 coeficiente relacionado com uma distribuição de temperatura não uniforme ao longo da viga;

= 0,85 nos apoios de uma viga hiperestática;

= 1,00 no resto dos casos;

A resistência de cálculo à encurvadura lateral $M_{b,fi,t,Rd}$ num tempo *t* de um elemento não encastrado lateralmente deveria determinar-se através (com os valores correspondentes ao banzo comprimido):

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_y \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{Mfi}$$

Sendo

$\chi_{LT,fi}$ coeficiente de redução para encurvadura lateral em situação de incêndio;

W_y = $W_{pl,y}$ no caso de secções de Classe 1 ou 2;

= $W_{el,y}$ no caso de secções de Classe 3.

O valor de $\chi_{LT,fi}$, pode determinar-se através:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^2 - \overline{\lambda}_{LT,\theta}^2}} \not> 1$$

$$\phi_{LT,\theta} = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \overline{\lambda}_{LT,\theta} + \overline{\lambda}_{LT,\theta}^2\right]$$

$$\alpha = 0{,}65 \cdot (235 / f_y)^{0{,}5}$$

$$\overline{\lambda}_{LT,\theta} = \overline{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

Resistência a transverso

A resistência de cálculo ao transverso $V_{fi,t,Rd}$ no tempo *t* de uma secção de Classe 1 ou 2 deveria determinar-se através:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \cdot V_{Rd} \cdot (\gamma_{M0} / \gamma_{Mfi})$$

Sendo

V_{Rd} a resistência ao transverso da secção para cálculo em temperatura normal, de acordo com EN 1993-1-1;

Resistência conjunta a compressão e flexão

Para secções calculadas com a EAE, podem utilizar-se as mesmas expressões que em situação a temperatura normal, mas:

- Adotam-se as solicitações $N_{fi,Ed}$, $M_{y,fi,Ed}$, $M_{z,fi,Ed}$ determinadas com os coeficientes parciais de segurança definidos no Artigo 44º.
- Para o cálculo dos coeficientes de redução para o modo de encurvadura considerado, utiliza-se o mesmo parâmetro Φ e o mesmo coeficiente α de imperfeição para a situação de incêndio dados em 46.3 e 46.5.
- As esbeltezas utilizadas para os cálculos a temperatura ambiente, corrigem-se pelo fator $(k_{y,\theta}/k_{E,\theta})^{0,5}$, em função dos coeficientes $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ obtidos em 45.1 com a temperatura máxima do elemento no instante t do proceso de incêndio considerado, tanto para a obtenção dos coeficientes de encurvadura sem torsão em cada plano principal de inércia, como para o coeficiente de encurvadura com flexão e torsão.

Para secções de classe 1 ou 2 calculadas com EC3, pode obter-se através das expressões:

$$\left(\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi,\min} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_y \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_{LT} \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

Para secções de Classe 3 calculadas com EC3, a comprovação realiza-se através das expressões:

$$\left(\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi,\min} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_y \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_{LT} \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{el,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

Em ambos os casos, com

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 3$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 3$$

Sendo

μ_{LT}, μ_y, μ_z fatores que dependem, entre outras coisas, da esbeltez reduzida da barra e da forma do gráfico de momentos fletores.

Cálculo da temperatura crítica

Como se indicou no artigo 'Modelos de cálculo', este artigo aplica-se para as secções de Classe 1, 2 ou 3 calculadas com outras normativas (a espanhola NBE EA-95 e as americanas de México D.F., México-USA, Argentina, Brasil e Chile).

A temperatura crítica do aço, $\theta_{a,cr}$, no tempo t para uma distribuição uniforme de temperatura num elemento pode determinar-se através:

$$\theta_{a,cr} = 39{,}19 \cdot \ln[1 / (0{,}9674 \cdot \mu_0^{3{,}833}) - 1] + 482$$

Sendo

μ_0 coeficiente de aproveitamento da secção para a condição de incêndio no instante t = 0 (o seja, à temperatura normal), que pode obter-se com a expressão

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} \geq 0{,}013$$

A comprovação de resistência ao fogo consiste em verificar que se cumpre

$$\theta_a / \theta_{a,cr} \leq 1$$

Cálculo da temperatura do aço

O cálculo realiza-se de forma incremental. Supõe-se que tanto o aço como o ambiente se encontram ao princípio a 20°C. Passado um determinado incremento de tempo (que em Tricalc é de 5 s) calcula-se com a curva normalizada tempo-temperatura a temperatura do gás que rodea o elemento. Com o ambiente a essa temperatura e o aço a 20°C calcula-se o fluxo de calor, alcançando-se outra temperatura no aço ao sim desse incremento de tempo. A partir daqui considera-se outro incremento para o qual haverá uma temperatura de gás. Com esta última temperatura e a temperatura do aço do passo anterior, recalcula-se o fluxo de calor e assim uma nova temperatura no aço. E assim sucessivamente até chegar ao tempo de resistência ao fogo desejado (se for R60, por exemplo, 60 minutos). A curva normalizada tempo-temperatura define-se na EN 1991-1-2, expressão (3.4):

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

Sendo

θ_g temperatura do gás, em °C;

t tempo desde o início do incêndio, em minutos.

Secções sem isolamento

Para uma distribuição uniforme da temperatura numa secção sem isolamento, o incremento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ durante um intervalo de tempo Δt deveria determinar-se através:

$$\Delta\theta_{a,t} = (A_m / V) \cdot k_{sh} \cdot h'_{net,d} \cdot \Delta t / (c_a \cdot \rho_a)$$

Sendo

A_m / V fator de forma da secção;

A_m área da superficie do elemento por unidade de comprimento;

V volume do elemento por unidade de comprimento;

k_{sh} coeficiente corretor pelo efeito sombra, podendo tomar-se $k_{sh} = 1$ de forma conservadora;

c_a calor específico do aço;

$h'_{net,d}$ valor de cálculo do fluxo restante de calor por unidade de área;

Δt intervalo de tempo considerado, não maior de 5 s;

ρ_a densidade do aço.

Secções com isolamento

Para uma distribuição uniforme de temperatura numa secção com isolamento, o incremento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ durante um intervalo de tempo Δt deveria determinar-se através:

$$\Delta\theta_{a,t} = [\lambda_p \cdot (A_p / V) \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t] / [d_p \cdot c_a \cdot \rho_a \cdot (1 + \phi / 3] - (e^{\phi/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t} \geq 0$$

$$\phi = [(c_p \cdot \rho_p) / (c_a \cdot \rho_a)] \cdot d_p \cdot A_p / V$$

Sendo

A_p / V	fator de forma para elementos de aço com proteção frente ao fogo;
A_p	área da superfície interior do material protector por unidade de comprimento do elemento (para revestimentos de aberturas com folga em torno do elemento de aço, deve ser adotado o mesmo valor que para um revestimento oco sem folga);
V	volume do elemento por unidade de comprimento;
c_a	calor específico do aço em função da temperatura;
c_p	calor específico do material isolante independente da temperatura;
d_p	espessura do material de proteção contra o fogo;
λ_p	condutividade térmica do sistema de proteção frente ao fogo;
ρ_a	densidade do aço;
ρ_p	densidade do material de proteção.

EC4 Eurocódigo 4: Estruturas mistas de betão e aço. Lajes de cofragem perfilada

Tipologias de lajes de chapa

Tricalc.15 permite calcular lajes de chapa das seguintes tipologias:

- **Chapa só como cofragem perdida**

  Quando a chapa funciona como cofragem perdida, a sua função simplesmente é a de reter o betão até o seu endurecimento, não absorvendo esforços uma vez que tenha endurecido a laje. Neste caso, a chapa é lisa, porque quando a laje entre em carga e a laje se deforme, os dois materiais vão deslizar entre si sem que exista mutua colabaração.

- **Chapa colaborante resistente sem armadura**

  Quando a chapa forma um único elemento estrutural com a laje a sua função é a de colaborar com a laje de betão para resistir às solicitações existentes, aumentando a resistência à tração. Numa primeira fase (até ao endurecimento do betão) atua como cofragem perdida.

  Neste tipo de lajes a chapa atua como armadura à flexão não precisando de outras armaduras adicionais. A chapa deve contar portanto com uma série de deformações, entalhes ou protuberâncias que garantam que a chapa e o betão não deslizem entre si ao entrar a laje em serviço.

- **Chapa colaborante resistente com armaduras adicionais**

  Basicamente é o mesmo tipo que o descrito anteriormente, salvo que se a chapa trabalhar à flexão, passa a precisar de armaduras de flexão complementares para resistir aos esforços existentes, pela chapa por si própria ser insuficiente.

Em qualquer dos casos existirão sempre armaduras de negativos nos apoios em casos de laje contínua e nas consolas.

Critérios de cálculo

O programa Tricalc.15 realiza a comprovação de lajes unidirecionais formadas por uma chapa metálica (quer seja esta chapa utilizada só para efeito de cofragem perdida ou como colaborante em flexão positiva, podendo ter ou não neste caso armaduras adicionais) e betão armado vertido em obra existentes na estrutura segundo a norma EN 1994-1-1:2005 **"EUROCÓDIGO 4: Projeto de estruturas mistas de betão e aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificação"**, doravante referido como **"EC-4"**.

Em nenhum caso o programa comprova o sistema de laje de chapa combinado com o cálculo da estrutura metálica de apoio como viga mista com ligação laje-viga de apoio através de pernos conetores (betão trabalhando à compressão na parte superior e aço trabalhando à tração na parte inferior).

Tenha em conta que as combinações de ações se realizam com em relação à norma RSA no caso da norma portuguesa.

Chapas como cofragem: fase de execução

Utiliza-se uma análise elástica para o cálculo dos esforços, considerando cada vão separado como biapoiado. Se necessitar de apoios intermédios, a chapa considera-se como uma viga contínua apoiada também nos apoios intermédios. Consideram-se exclusivamente as ações introduzidas como ações em fase de execução.

As combinações de ações utilizadas, são as indicadas pela regulamentação de aço selecionada. Tenha em atenção que em regulamentações (como a espanhola) não se utilizam as mesmas combinações de aço do que em betão.

Laje perfilada: fase de exploração

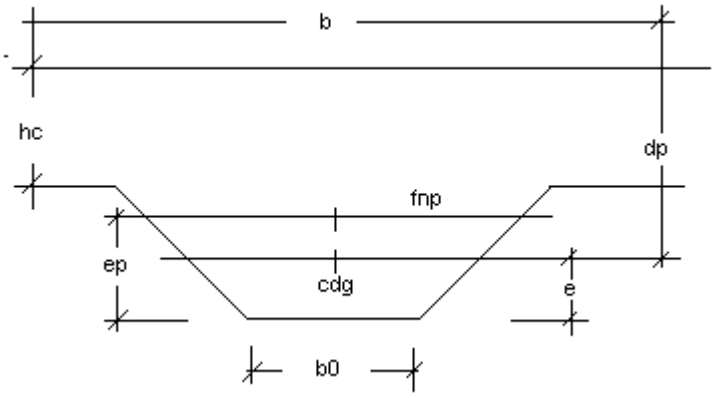
Se a chapa é utilizada como armadura de positivos na fase de exploração, a secção resistente é mista: intervêm tanto o betão da betonagem em obra, como a chapa de aço laminada.

Para o cálculo e armadura dos momentos negativos, não se considera a contribuição da chapa de aço. Também não se considera esta contribuição, quando a chapa só se utiliza como cofragem ou quando é insuficiente para resistir os momentos positivos como armadura de laje mista.

As ações intervenientes são todas as que existam na laje (mas não as introduzidas como ações na fase de execução). O cálculo de esforços realiza-se por métodos isostáticos, elásticos, plásticos ou plásticos com redistribuição limitada, em função do indicado nas opções de cálculo de lajes aligeiradas e de cofragem perfilada. As combinações de ações utilizadas são as indicadas pela regulamentação de betão selecionada.

Secção de referência

Como secção de cálculo utiliza-se a seguinte geometria (simplificada) da secção:



onde

b	distância entre nervuras
b0	largura mínima da nervura
hc	altura da laje sobre a chapa
dp	distância entre a face superior da laje e o centro de gravidade da secção de chapa de aço
ep	distância da fibra neutra plástica da secção de chapa de aço à sua face inferior
e	distância do centro de gravidade da secção de chapa de aço à sua face inferior
h = dp + e	altura total da laje

Flexão da chapa como cofragem

Comprova-se em regime elástico.
Para o Eurocódigo 4, a expressão a comprovar é (flexão simples):

$$M_d \leq M_{p.Rd} = \frac{W_{pel} f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

onde

$\mathbf{M_d}$	é o momento de cálculo, majorado
$\mathbf{M_{p,Rd}}$	é o momento resistente
$\mathbf{W_{pel}}$	momento resistente elástico da chapa de aço
$\mathbf{f_{yp}}$	limite elástico do aço
$\boldsymbol{\gamma_{ap}}$	coeficiente de minoração do aço

Momentos positivos sem armadura

No Eurocódigo 4 distinguem-se duas situações, em função da posição da fibra neutra.

Fibra neutra por cima da chapa

Utilizam-se as seguintes expressões:

$$M_d \leq M_{p.Rd} = N_{cf}\ (d_p - x/2)$$

$$N_{cf} = \frac{A_p\ f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$x = \frac{N_{cf}}{b\left(0.85\ f_{ck}/\gamma_c\right)}$$

sendo

$\mathbf{A_p}$	a área da chapa metálica
x	profundidade da fibra neutra medida desde a face superior da laje.

Fibra neutra dentro da chapa

Despreza-se o betão situado na nervura, utilizando-se as seguintes expressões:

$$M_d \le M_{p.Rd} = N_{cf}\ z + M_{pr}$$

$$z = h - \frac{h_c}{2} - e_p + (e_p - e)\frac{N_{cf}}{A_p\,(f_{yp}/\gamma_{ap})}$$

$$M_{pr} = 1.25\ \frac{W_{pa}\ f_{yp}}{\gamma_{ap}}\left(1 - \frac{N_{cf}}{A_p(f_{yp}/\gamma_{ap})}\right) \le \frac{W_{pa}\ f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$N_{cf} = h_c\ b\,(0.85\ f_{ck}/\gamma_c)$$

sendo

W_{pa}	o momento resistente plástico da chapa de aço. Este é calculado pelo programa na função de geometria da chapa.

Momentos positivos com armadura

Despreza-se a colaboração da chapa, calculando-se como uma laje aligeirada armada de altura **h**, na forma habitual (sem considerar que a secção é mista).

A armadura resultante deve respeitar as considerações de quantias mínimas e máximas e de separações entre estribos, especificadas na regulamentação de betão selecionada (EHE ou EH-91 para norma espanhola, REBAP para regulamentação Portuguesa, etc...).

Por considerações construtivas, a armadura situa-se em **todas** as ondas da chapa, para que o número de estribos por chapa seja múltiplo do seu número de ondas.

Utiliza-se a expressão habitual no Eurocódigo 2.

$$M_d \le M_{p.Rd} = \frac{A_s\ f_{ys}}{\gamma_s}\left(d - \frac{x}{2}\right)$$

$$x = \frac{A_s\,(f_{ys}/\gamma_s)}{0.85\,(f_{ck}/\gamma_c)\,b_1}$$

sendo,

A_s	área de armadura à tração
d	distância da armadura da face superior da laje
b_1	largura da laje à compressão

Momentos negativos

Despreza-se a colaboração da chapa. Da secção de betão, só se tem em conta uma secção retangular com largura, do valor da largura inferior das nervuras (**b_o** na nomenclatura de Eurocódigo, **B_b** na nomenclatura de ASCE) e com altura, do valor altura total da laje mista.

Utiliza-se a expressão habitual no Eurocódigo 2.

$$M_d \leq M_{p.Rd} = \frac{A_s \ f_{ys}}{\gamma_s}\left(d - \frac{x}{2}\right)$$

$$x = \frac{A_s \ (f_{ys}/\gamma_s)}{0.85\,(f_{ck}/\gamma_c)\,b_0}$$

sendo

d	a distância da armadura à face inferior da chapa
b_0	a largura inferior das nervuras da chapa

Esforço atrito

Deve-se comprovar também que o atrito entre a chapa de aço e o betão utilizado em "in situ" não supere a resistência proporcionada pelas protuberâncias existentes, para tal finalidade na chapa.

O transverso vertical máximo, **V**, deve cumprir

$$V \leq V_{I.Rd} = b \cdot d_p \cdot \left[\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k\right] \cdot \frac{1}{\gamma_{vs}}$$

onde

L_s	é o vão de transverso, que no caso de ações contínuas é igual a L/4 (sendo **L** o comprimento do vão).
A_p	é a área da chapa.
γ_{vs}	é o coeficiente de minoração, que será igual a 1,25 neste caso.

Fissuração

A chapa nervurada de aço impede o aparecimento de fissuras visíveis na face inferior da laje. Na face superior, os momentos negativos da laje comportam-se como qualquer outra laje de betão, realizamdo as mesmas comprovações de fissuração.

Flecha

Na fase de execução, a flecha produzida pelas ações de execução (o peso próprio da chapa, mais o betão fresco, mais outras ações em fase de execução) calcula-se tendo em conta só a chapa de aço, apoiada nas vigas e nos apoios intermédios. Calcula-se de acordo com a regulamentação de aço fixada. Estas flechas não devem ultrapassar determinados valores que se podem fixar no programa. Por exemplo, a regulamentação americana ASCE estabelece que as flechas, em fase de execução, não devem superar o maior dos seguintes valores:

L/180

20 mm

Na fase de exploração, a flecha é calculada com a secção homogeneizada e tendo em conta a fissuração produzida no betão, de forma equivalente a como se realiza no resto de lajes de betão. Se a chapa funciona só como cofragem perdida, não intervêm no cálculo da flecha em fase de exploração.

Resistência ao fogo

A resistência ao fogo das lajes de chapa avalia-se de acordo com a EN 1994-1-2:2005 + AC:2008. Só se considera a situação persistente de serviço (com o betão vertido em obra endurecido) e portanto, não se contempla a situação de incêndio durante a construção da própria estrutura (situação transitória).

Regras gerais e campo de aplicação

O método usado cobre resistências ao fogo até 240 minutos, com betões de peso normal realizado com inertes silícios.

O critério de resistência (critério R) satisfaz-se se for cumprida a equação (5.1):

$$E_{d,fi} / R_{d,fi} \leq 1$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

Sendo

E_d	é o efeito das ações à temperatura normal de acordo com as situações persistentes ou transitórias (artigo 6.4.3.2 da EN 1990);
$E_{d,fi}$	é o efeito das ações em situação de incêndio;
$R_{d,fi}$	é a resistência em situação de incêndio;
η_{fi}	fator de redução do nível de carga em situação de incêndio.

O nível de carga, η_{fi}, obtém-se através das expressões

- Para as combinações obtidas através da expressão (6.10) da EN 1990:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

- Para as combinações obtidas através das expressões (6.10a) e (6.10b) da EN 1990, o menor das seguintes expressões:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Como simplificação pode usar-se o valor η_{fi} = 0,65, exceto para áreas de armazenamento (Categoria de carga E), onde se recomenda um valor de 0,7. Em Tricalc, este dado define-se nas opções de comprovação ao fogo.

A comprovação da resistência ao fogo baseia-se nos seguintes pressupostos:

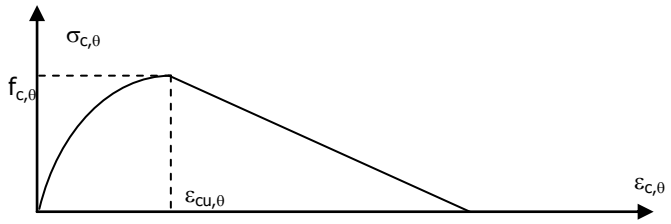
- Se a chapa tem função resistente (se for uma laje de chapa colaborante), a sua temperatura não pode exceder os 350 ºC, tal como se indica no artigo 4.3.3 da EN 1994-1-2. Se necessário (e as opções fixadas o permitirem), o programa coloca a espessura de isolante necessária para conseguir que esse limite não se exceda.
- Se a chapa não tem função resistente (atua só como cofragem), a armadura de positivos não pode exceder a temperatura a partir da qual o seu limite elástico desça abaixo de $f_{yd} \cdot \eta_{fi}$. Tal como no caso anterior, colocar-se-á o isolante necessário para garantir o seu cumprimento.

- A temperatura do betão comprimido da zona inferior (zona de momentos negativos) não pode exceder a temperatura a partir da qual a sua resistência desça abaixo de $f_{cd} \cdot \eta_{fi}$. Onde tal como no caso anterior, se colocará o isolante necessário para garantir o seu cumprimento.

De acordo com o parágrafo 4.3.2(5), as lajes de chapa que resistem às ações existentes em situação de incêndio, assume-se que ao menos possuem uma resistência em situação de incêndio R 30.

Curva tensão deformação do betão

O betão de densidade normal, com o aumento de temperatura devido ao incêndio, modifica a sua curva



tensão deformação da seguinte maneira:

A zona curva do gráfico pode obter-se com a seguinte expressão:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \frac{3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3}$$

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c$$

Os valores de $k_{c,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$ podem extrair-se da tabela 3.4 indicada de seguida.

Tabela 3.3: valores de $k_{c,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$ para betão de peso normal

Temperatura do betão θ_c (°C)	$k_{c,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$ (‰)
20	1,00	2,5
100	1,00	4,0
200	1,00	5,5
300	1,00	7,0
400	0,88	10,0
500	0,76	15,0
600	0,64	25,0
700	0,52	25,0
800	0,40	25,0

900	0,28	25,0
1000	0,16	25,0
1100	0,04	25,0
1200	0,00	--

Curva tensão deformação das armaduras

O aço das armaduras passivas, laminado a quente, com o aumento de temperatura devido ao incêndio, modifica a sua curva de tensão deformação da seguinte maneira:

- O Módulo de Young da parte reta inicial é $E_{a,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_a$;
- A parte reta do gráfico chega até à tensão $f_{ap,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_{ap}$;
- O limite elástico reduz-se até $f_{ay,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_{ay}$.

Os valores de $k_{E,\theta}$, $k_{p,\theta}$ e $k_{y,\theta}$ vêm definidos na tabela 3.2.

Tabela 3.2

Temperatura do aço θ_a (°C)	$k_{E,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{y,\theta}$
20	1,00	1,000	1,00
100	1,00	1,000	1,00
200	0,90	0,807	1,00
300	0,80	0,613	1,00
400	0,70	0,420	1,00
500	0,60	0,360	0,78
600	0,31	0,180	0,47
700	0,13	0,075	0,23
800	0,09	0,050	0,11
900	0,07	0,038	0,06
1000	0,05	0,025	0,04
1100	0,02	0,013	0,02
1200	0,00	0,000	0,00

EC5 Eurocódigo 5: Comprovação de barras de madeira

Âmbito de aplicação

O programa Tricalc.12 realiza a comprovação das barras de madeira existentes na estrutura segundo a norma EN 1995-1-1:2006 **"EUROCÓDIGO 5: Projeto de estruturas de madeira. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificação"** ou o CTE DB SE-M **"Código Técnico da Construção. Documento Básico. Segurança Estrutural. Estruturas de Madeira"**, que é uma transcrição quase literal do Eurocódigo em vigor desde Março de 2006. Neste manual, referir-se-á estes documentos por **"EC-5"** e **"CTE SE-M"** respetivamente.

Ações de cálculo

As ações de cálculo que se têm em conta no Tricalc-12 para a comprovação de barras de madeira, combinam-se segundo o especificado no manual de normas (ver no **Artigo Ações** ou artigo **Hipóteses e combinações de ações)**, que são o Eurocódigo-0 (EC-0) quando se seleciona EC-5, RSA para Portugal e LRFD para a norma americana do AWC.

Cálculo de esforços

Utilizam-se as características do material, definidas na caixa **Propriedades...** de cada perfil: módulo de Young (E), módulo de distorção (G), coeficiente de dilatação térmica e densidade.

Estados limite últimos (E.L.U.)

O programa obtém os esforços nos nós de cada barra. Além do mais, e para efeitos da sua comprovação, realiza um estudo nas secções interiores de cada barra, calculando os valores dos momentos fletores, transverso, e força axial de tração e de compressão.

O programa Tricalc-12 realiza as seguintes comprovações nas barras de madeira:

- Comprovação à flexo - tração, devem cumprir-se as seguintes condições (com k_m =0,7 para secções retangulares e k_m =1,0 para outras secções)

$$(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + k_m (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$
$$(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + k_m (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

- Comprovação à flexo - compressão, devem cumprir-se as seguintes condições:

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + k_m (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$
$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

- Comprovação ao esforço transverso e à torção uniforme, deverá cumprir-se a seguinte condição:

$$\left(\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}\right)^2 + \frac{\tau_{tor,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

Nas fórmulas anteriores a notação utilizada é a seguinte:

$\sigma_{t,0,d} = \frac{F_x}{A_x}$ tensão normal máxima à tracção

$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_x}{A_x}$ tensão normal máxima à compressão

$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y}$ tensão normal máxima produzida por um flector M_y

$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{W_z}$ tensão normal máxima produzida por um flector M_z

$\tau_{v,d} = \sqrt{\left(\frac{V_y}{A_y}\right)^2 + \left(\frac{V_z}{A_z}\right)^2}$ tensão de corte máxima produzida pelos transversos V_y e V_z

$\tau_{tor} = \frac{M_x}{W_x}$ tensão de corte máxima produzida por um torsor M_x

k_{forma} = 1,20 para secções circulares
= mín. (1 + 0,15·h / b; 2,00) para secções retangulares de lados b x h

Inércia variável em madeira laminada

As barras de madeira laminada de inércia variável, comprovam-se também de acordo com o especificado no artigo **"6.4.2 Vigas de altura variável de uma água"** do EC-5 e o artigo **"6.4.2 Vigas de altura variável e faces sem alteração de pendente"** do CTE SE-M (Espanha), tendo-se ainda em conta, que as fibras possam ser paralelas à diretriz da barra ou ao lado inclinado da mesma. Generalizam-se as expressões das normas para ter em conta que o momento fletor pode ter um axial de compressão ou tração concomitante.

Desta forma, a tensão provocada pelo momento fletor na fibra mais extrema, quando as fibras são paralelas a esse bordo da peça será:

$\sigma_{m,z,0,d} = (1 + 4 \cdot \tan^2 \alpha) \cdot M_{zd} / W_z$

e quando as fibras formem um ângulo α com esse bordo:

$\sigma_{m,z,\alpha,d} = (1 - 4 \cdot \tan^2 \alpha) \cdot M_{zd} / W_z$

Em ambos os casos, α é o ângulo de abertura da barra (o ângulo formado pelas suas faces Yp+ e Yp-), ainda que se tome um valor não superior a 10º.

No bordo onde as fibras não são paralelas ao mesmo, deve comprovar-se a tensão máxima admissível paralela a esse bordo, que será:

- Se as lâminas no lado inclinado estão tracionadas:

$$f_{m,\alpha,d} = \frac{f_{md}}{\sqrt{1+\left(\frac{f_{m,d}}{0{,}75\cdot f_{v,d}}\cdot \mathrm{tg}\alpha\right)^2+\left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}}\cdot \mathrm{tg}^2\,\alpha\right)^2}}$$

- Se as lâminas no lado inclinado estão comprimidas:

$$f_{m,\alpha,d} = \frac{f_{md}}{\sqrt{1+\left(\frac{f_{m,d}}{1{,}5\cdot f_{v,d}}\cdot \mathrm{tg}\alpha\right)^2+\left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}}\cdot \mathrm{tg}^2\,\alpha\right)^2}}$$

Zonas de vértice, barras curvas e com intradoz curvo em madeira laminada

Nas zonas de vértice das vigas de duas águas, em vigas curvas de secção constante e nas vigas com intradoz curvo cumprem-se as especificações do artigo **"6.4.3 Vigas de duas águas, vigas curvas e vigas de duas águas com intradoz curvo"**.

A tensão de flexão deverá cumprir, nas zonas de vértice:

$\sigma_{m,d} \leq k_r \cdot f_{md}$

sendo $\mathbf{k_r}$ um fator que tem em conta a redução da resistência devida à flexão das lâminas durante o processo de fabricação.

Esta tensão de flexão no vértice calcular-se-á com a expressão $\sigma_{m,d} = k_\ell \cdot M_d / W_z$

sendo $\mathbf{k_\ell}$ um fator que amplifica as tensões nestes casos.

Na zona do vértice, a tensão de tração máxima perpendicular às fibras deverá cumprir

$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot M_d / W_z \leq k_{dis} \cdot (V_0/V)^{0,2} \cdot f_{t,90,d}$

sendo

$\mathbf{k_p}$	fator de conversão entre tensões paralelas e perpendiculares às fibras;
$\mathbf{k_{dis}}$	fator que tem em conta a distribuição de tensões na zona de vértice;
$\mathbf{V_0}$	volume de referência, de valor 0,01 m^3;
$\mathbf{V}$	volume da zona de vértice relativamente ao volume total da peça laminada.

Estado limite de serviço (E.L.S.)

O programa calcula a máxima flecha para a combinação de hipóteses mais desfavorável para todas as barras horizontais ou inclinadas. Se a barra está em consola, calcula-se e comprova-se a flecha na extremidade; se a barra é uma viga, calcula-se a flecha no ponto mais desfavorável, e compara-se com o valor 1/XXX, onde XXX é um valor definido pelo utilizador nas opções de comprovação. O cálculo, ao realizar-se no Estado limite de serviço, realiza-se sem majoração de ações.

Para o cálculo das flechas das barras de madeira, Tricalc-12 tem em conta os seguintes aspetos:

- Deformação inicial devida a uma ação (wini): Calcula-se utilizando os valores médios dos coeficientes de deformação.

- Deformação final devida a uma ação (wfin): Calcula-se em função da flecha inicial a partir da fórmula: $w_{fin} = w_{ini}\,(1+\Psi_2\,k_{def})$

  $\mathbf{k_{def}}$ define-se em função da classe de serviço e do tipo de madeira e $\mathbf{\Psi_2}$ é o correspondente fator de combinação da ação.

Limitação das flechas

Para a obtenção das deformações diferidas utilizam-se os fatores de ação de deformações definidos na função **Ações>Opções...**e que se listam em **Opções de Cálculo.**

O programa permite obter e limitar a flecha instantânea das sobrecargas, a flecha ativa total e a flecha total: as duas primeiras com as combinações características e a terceira com as quase permanentes.

Estabilidade das peças: Encurvadura por flexão e compressão combinadas

O programa calcula a encurvadura de todas as barras da estrutura segundo os dois planos principais da secção.

Define-se como **Comprimento de encurvadura** de uma barra ou produto do seu comprimento real por um coeficiente β chamado fator de encurvadura ß, através da expressão

$lp = \beta \cdot l$ onde ß é o fator de encurvadura.

O fator de encurvadura β de uma barra, num determinado plano, é definido pelo grau de encastramento que a barra possui nos seus dois extremos, superior e inferior, esquerdo e direito, grau que se determina em função dos valores dos fatores de encastramento **k1** e **k2**, em cada extremo da barra. Para a sua determinação, o programa considera a estrutura como sendo de nós móveis ou de nós fixos, de acordo com a opção definida pelo utilizador na caixa de opções de comprovação.

Se uma barra tem as suas uniões no nó como sendo articulações, o programa determina um valor de ß nos dois planos de comprovação igual à unidade.

Para a obtenção do **Fator de Encastramento** num plano principal da estrutura, de um extremo de uma qualquer barra da estrutura, o programa avalia os fatores de distribuição das diferentes barras que acometem ao nó e que estão rigidamente unidas ao mesmo, da forma:

$$K = \frac{\sum (I_v / L_v)}{\sum (I/L)}$$

onde,

K	É o fator de encastramento.
I_v / L_v	É o quociente entre a Inércia e o comprimento de todas as vigas que acometem rigidamente ao nó.
I/L	É o quociente entre a Inércia e o comprimento de todas as barras que acometem rigidamente ao nó.

O fator de Encurvadura ß em cada um dos planos principais da estrutura, para uma barra com fatores de encastramento **K2** (superior) e **K1** (inferior) é:

Estruturas Nós móveis	$\beta = \sqrt{\frac{(1.6 + 2.4 \cdot (K_1 + K_2) + 1.1 \cdot K_1 \cdot K_2)}{K_1 + K_2 + 5.5 \cdot K_1 \cdot K_2}}$
Estruturas Nós fixos	$\beta = \frac{3 - 1.6 \cdot (K_1 + K_2) + 0.84 \cdot K_1 \cdot K_2}{3 - (K_1 + K_2) + 0.28 \cdot K_1 \cdot K_2}$

A condição de **Nós móveis** ou **Nós fixos** deve ser fixada pelo utilizador, avaliando a estrutura que se quer comprovar. A situação real da estrutura, às vezes é difícil de avaliar, encontrando-se a estrutura numa situação intermédia. Assim pode-se atribuir particularmente esta opção a barras ou grupos de barras.

O utilizador pode atribuir manualmente os coeficientes de encurvadura que considere oportunos, através da atribuição de opções particulares de comprovação a cada barra, cota ou pórtico, da mesma forma que se atribuem as opções de pré-dimensionamento. Caso se utilizem as opções de comprovação gerais de todas as barras podem-se agrupar os valores do coeficiente β nos grupos: vigas, pilares e diagonais (ver **Opções de Comprovação**).

Uma vez determinado o fator de encastramento, o programa calcula a esbelteza simples da barra (**Esbelteza Simples** de uma barra é o quociente entre o comprimento de encurvadura e o raio de giração na direção considerada). O programa considera a esbelteza nos dois planos principais de cada barra, existindo uma opção para desativar a comprovação em algum dos planos. Caso se ative a comprovação nos dois planos, a esbelteza resultante da barra será a correspondente ao raio de giração mínimo.

O programa permite definir limites de esbelteza para cada barra. Como exemplo podem-se estabelecer:

Esbelteza ≤ 250	Para elementos principais, como vigas, pilares, montantes...
Esbelteza ≤ 250	Para elementos secundários, como diagonais travamento...

Quando a esbelteza de uma barra supera estes valores, o programa assinala essa situação na listagem de comprovação de secções de madeira. O programa não considera nenhum tipo de redução nestes valores pela atuação de ações dinâmicas sobre a estrutura. O programa não realiza nenhuma comprovação com peças compostas.

IMPORTANTE: No caso de ter definido nós interiores em barras, o programa não interpreta que se trata de uma mesma barra com nós interiores, pelo que não tomará como comprimento de encurvadura o correspondente à barra completa mas sim a barra definida entre dois nós. O utilizador deverá comprovar o efeito de encurvadura ao considerar o comprimento de encurvadura de toda a barra com os esforços mais desfavoráveis. Pode utilizar-se a função **"Cálculo>Secções de madeira>Retocar Encurvadura"** para modificar o comprimento da barra.

O programa permite definir para cada tipo de barra (vigas, pilares ou diagonais) ou para cada barra individual e em cada um dos seus eixos principais independentemente, se pretende realizar a comprovação de encurvadura, se pretende considerar a estrutura de nós móveis, ou de nós fixos ou se pretende fixar o seu fator de comprimento de encurvadura β (fator que multiplicando pelo comprimento da barra dá o comprimento de encurvadura).

Caso se desative a comprovação de encurvadura num determinado plano de encurvadura de uma barra, considerar-se-á que o fator de encurvadura ω nesse plano é **1,0** e não se realizam as comprovações relativas à encurvadura regulamentares. O fator de encurvadura de uma barra será o maior dos fatores de encurvadura correspondentes aos dois planos principais da barra.

Para a consideração do fator de comprimento de encurvadura β de uma barra (quando este não foi fixado pelo utilizador), o programa considera que o valor de **K** (fator de encastramento) é:

1,0	Encastramento total. No extremo da barra na qual exista um encastramento total, um muro de cave ou um apoio elástico. Desta forma, uma barra com esta consideração em ambos os

extremos terá um comprimento de encurvadura igual a 0,5 vezes o seu comprimento caso seja de nós fixos ou 1,0 vez o seu comprimento caso seja de nós móveis.

0,75 No extremo da barra em que exista uma laje fungiforme aligeirada ou uma laje maciça. Desta forma, uma barra com esta consideração em ambos os extremos terá um comprimento de encurvadura igual a ≈0,64 vezes o seu comprimento caso seja de nós fixos ou ≈1,12 vezes o seu comprimento caso seja de nós móveis.

0,0 No extremo da barra em que exista uma articulação. Desta forma, uma barra com esta consideração em ambos os extremos terá um comprimento de encurvadura igual a 1,0 vezes o seu comprimento (se for de nós fixos) e ≈5,0 vezes o seu comprimento (se for de nós móveis).

Caso o utilizador fixe o fator de comprimento de encurvadura β de uma barra, o programa considerará que para essa barra a estrutura é de nós livres quando β seja maior ou igual que **1,0**, e avisa em caso contrário.

O programa realiza a comprovação de encurvadura por flexão e compressão combinadas e a comprovação ao derrubamento lateral das vigas em flexo-compressão.

Variáveis que intervêm no cálculo

- Comprimentos eficazes de encurvadura:

  $l_{e,y} = \beta_y l$; $l_{e,z} = \beta_z l$
- Esbeltezas mecânicas:

  $\lambda_y = l_{e,y} / i_y$ e $\lambda_z = l_{e,z} / i_z$
- Esbeltezas relativas:

$$\lambda_{rel,y} = (\lambda_y / \pi)\sqrt{(f_{c,0,k} / E_{0,k})} \;;\; \lambda_{rel,z} = (\lambda_z / \pi)\sqrt{(f_{c,0,k} / E_{0,k})}$$

Comprovação de encurvadura por flexo-compressão

Caso $\lambda_{rel,y} \leq$ 0,3 e $\lambda_{rel,z} \leq$ 0,3 então realiza-se a comprovação habitual à compressão ou flexo-compressão, consoante corresponda. Caso contrário as expressões habituais substituem-se por outras:

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + k_m(\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$
$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m\,(\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

sendo

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad \text{análogo para z (ver listagens de comprovação).}$$

$$k_y = 0{,}5\;(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0{,}3) + \lambda_{rel,y}^2) \;\text{ análogo para z}$$

e β_c = 0,2 para madeira maciça ou β_c = 0,1 para madeira laminada.

Estabilidade das peças: Derrube lateral de vigas

Considera-se o derrube lateral de vigas com flexão relativamente ao eixo de maior inércia, que será o eixo Y por convenção.

Variáveis que intervêm no cálculo

- Esbelteza relativa à flexão:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$$

- Tensão crítica de flexão:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,k} I_z G I_{tor}}}{l_{ef} W_y}$$

onde I_{tor} é o módulo de torção uniforme e W_y é o módulo resistente relativamente ao eixo forte.

- Comprimento eficaz de derrubamento lateral:

$$l_{ef} = \beta_v \, l$$

O fator β_v obtém-se em função das condições de carregamento

Comprovação do vão lateral em flexo-compressão

Quando atua um momento fletor $M_{y,d}$ (relativamente ao eixo forte) juntamente com um esforço axial de compressão, deve-se comprovar a seguinte condição:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \; f_{m,d}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \; f_{c,0,d}} \right) \leq 1$$

onde k_{crit} obtém-se a partir das seguintes expressões:

$$k_{crit} = 1 \qquad \text{para } \lambda_{rel,m} \leq 0{,}75$$

$$k_{crit} = 1{,}56 - 0{,}75 \, \lambda_{rel,m} \qquad \text{para } \; 0{,}75 < \lambda_{rel,m} \leq 1{,}4$$

$$k_{crit} = 1 / \lambda^2_{rel,m} \qquad \text{para } \; 1{,}4 < \lambda_{rel,m}$$

Cálculo sob a ação do fogo

O programa calcula a estabilidade estrutural das barras de madeira frente ao fogo, ou seja, comprova a capacidade resistente dos elementos de madeira frente as ações de cálculo quando se encontram submetidos a uma **curva de incêndio normal**.

TricaIc.12 realiza esta comprovação considerando o **método da secção eficaz**, que admite uma perda de secção resistente das faces expostas ao fogo expressada por metro de **profundidade eficaz de carbonização**, a qual é função do tempo de incêndio, tal como se especifica no anexo E da CTE DB SI (**Código Técnico da Construção. Documento Básico. Segurança em caso de Incêndio - Espanha**) e EN 1995-1-2:2004 **Design of timber structures – Part 1.2: Geral - Structural fire design.**

Valores de cálculo das propriedades do material

Os valores de cálculo das propriedades do elemento submetido à ação de um fogo, determinam-se através da seguinte expressão:

$$f_{d,fi} = k_{\mathrm{mod},fi} \frac{k_{fi} f_k}{\gamma_{M,fi}}$$

onde $\mathbf{k_{mod,fi}}$ **=1,0** , $\gamma_{\mathbf{M,fi}}$ **=1,0** e $\mathbf{k_{fi}}$ **=1,0**

Regra de combinação das ações

Durante a exposição ao incêndio considera-se a seguinte combinação acidental:

$$\sum \gamma_{GA}\, G_k + \sum \Psi_{2,i}\, \gamma_{QA,i}\, Q_{k,i} + \sum A_d(t)$$

onde, $\gamma_{\mathbf{GA}}$ **=1,0** , $\gamma_{\mathbf{QA,i}}$ **=1,0** e $\mathbf{A_d(t)}$ são o valor de cálculo das ações derivadas do incêndio.

Carbonização da madeira

Tricalc.12 permite comprovar a resistência ao fogo de elementos de madeira que se encontram cobertos com proteção como sem ela. Para cada caso realizam-se as seguintes comprovações:

Estruturas de madeira sem proteção

Considera-se uma secção nominal que se obtêm descontando à secção inicial uma profundidade carbonizada obtida a partir da seguinte expressão

$$d_{char,n} = \beta_n\, t$$

onde **t** é o tempo de exposição ao fogo em minutos, **βn** (velocidade de carbonização), da seguinte tabela.

	β_n (mm/min)
Coníferas y haya	
Madera laminada encolada con densidad característica ≥ 290 kg/m^3	0,70
Madera maciza con densidad característica ≥ 290 kg/m^3	0,80
Frondosas	
Madera maciza o laminada encolada de frondosas con densidad característica de 290 kg/m^3 (1)	0,70
Madera maciza o laminada encolada de frondosas con densidad característica ≥ 450 kg/m^3	0,55
Madera microlaminada	
Con una densidad característica ≥ 480 kg/m^3	0,70

(1) Para densidad característica comprendida entre 290 y 450 kg/m^3, se interpolará linealmente

Ter-se-á em conta as seguintes observações:

- As velocidades desta tabela aplicam-se sempre que a espessura residual mínima seja de 40 mm.
- Para espessuras residuais menores do que as velocidades de carbonização deverão incrementar-se os valores em 50 %.
- Em madeira maciça de frondosas com densidades compreendidas entre 290 , 450 kg/m^3 podem obter-se os valores de βn por interpolação linear.

Estruturas de madeira com proteção

Na comprovação dos elementos de madeira com proteção tem-se em conta os seguintes pontos:

- No início da carbonização atrasa-se o tempo **tch** função do tipo de proteção.
- A velocidade de carbonização, quando alcançado o tempo **tch** de início de carbonização é menor até atingir o tempo de falha da proteção, **tf.**
- Se o tempo de falha é inferior a 10 minutos (**tf** <10 min) então o efeito da proteção despreza-se.

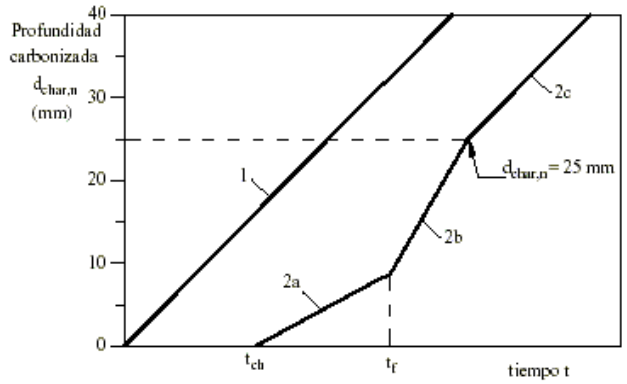
No intervalo de tempo decorrido entre o início da carbonização e a falha do revestimento (**tf** – **tch**) a velocidade de carbonização obtém-se multiplicando a velocidade nominal por um fator **k2** .

Uma vez produzida a falha do revestimento, a carbonização prossegue com velocidade 2**βn** até que se alcança um tempo **ten** que se pode calcular através da expressão:

$$t_{en} = \min\left\{2\,t_f - \frac{d_1}{\beta_n}, t_f + \frac{25 - d_1}{2\,\beta_n}\right\} \quad \text{se } d_1 \le 25$$

$$t_{en} = t_f \quad \text{se } d_1 > 25$$

onde $d_1 = (t_f - t_{ch})\,k_2\,\beta_n$.



A figura representa a relação entre a profundidade carbonizada e o tempo para **tch**<= **tf** e **tf** >= 10minutos

- Relação para peças não protegidas para a velocidade de carbonização **βn**.
- Relação para peças protegidas quando a carbonização começa antes da falha da proteção.
- A carbonização começa em **tch** com uma velocidade reduzida enquanto a proteção se encontra na sua
- posição.
- Antes que a proteção falhe, a carbonização começa com o dobro da velocidade.
- Antes que a profundidade carbonizada exceda os 25mm a velocidade de carbonização reduz-se para **βn**.

Comprovação pelo método da secção reduzida

Para a comprovação da resistência ao fogo dos elementos de madeira aplicam-se os procedimentos gerais de comprovação das secções de madeira, considerando o elemento estrutural com a sua secção reduzida pelo efeito da carbonização.

A secção reduzida deve calcular-se descontando, à secção inicial, a profundidade eficaz de carbonização **def** calculada a partir da seguinte fórmula:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

onde, d0 = 7 mm

$k_0 = \min\{t/t_0 , 1,0\}$ com **t0 = 20 min** para superfícies não protegidas $t_0 = \max\{20 , t_{ch}\}$ para superfícies protegidas.

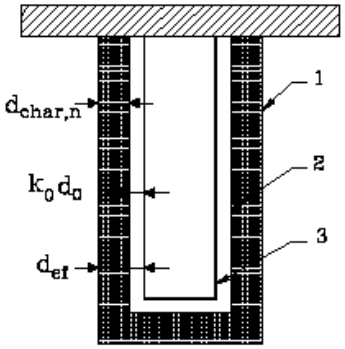


Figura VI.5.5 Definición de la sección residual y eficaz.

Classes resistentes de madeira

As classes resistentes de madeira podem ser de: espécies de coníferas e choupo, espécies de frondosas, madeira laminada colada homogénea e madeira laminada colada combinada.

Madeira serrada. Espécies de coníferas e choupo

Para este tipo de madeira no EC-5 consideram-se as classes: C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45 e C50. Na tabela abaixo relaciona-se cada classe resistente com as suas características e resistências.

Propriedades características		Classe resistente					
		C14	C16	C18	C20	C22	C24
Resistência (MPa)							
à Flexão	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24
à Tração paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14
à Tração perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
à Compressão paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21
à Compressão perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5

ao Transverso	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0
Módulo de Rigidez (GPa)							
Longitudinal paralelo médio	$E_{0,médio}$	7	8	9	9,5	10	11
Longitudinal paralelo 5%	$E_{0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4
Long. perpendicular médio	$E_{90,médio}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37
Transversal médio	$G_{médio}$	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69
Densidade (Kg/m3)							
Característica	ρ_k	290	310	320	330	340	350
Média	$\rho_{média}$	350	370	380	390	410	420

Propriedades características		**Classe resistente**					
		C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistência (MPa)							
à Flexão	$f_{m,k}$	27	30	35	40	45	50
à Tração paralela	$f_{t,0,k}$	16	18	21	24	27	30
à Tração perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
à Compressão paralela	$f_{c,0,k}$	22	23	25	26	27	29
à Compressão perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
ao Transverso	$f_{v,k}$	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Módulo de Rigidez (GPa)							
Longitudinal paralelo médio	$E_{0,médio}$	11,5	12	13	14	15	16
Longitudinal paralelo 5%	$E_{0,k}$	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
Long. perpendicular médio	$E_{90,médio}$	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Transversal médio	$G_{médio}$	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Densidade (Kg/m3)							
Característica	ρ_k	370	380	400	420	440	460
Média	$\rho_{média}$	450	460	480	500	520	550

Madeira serrada. Espécies frondosas

Para este tipo de madeira no CTE SE-M consideram-se as classes: D30, D35, D40, D50, D60 e D70. Na tabela abaixo relaciona-se cada classe resistente com as suas características e resistências.

Propriedades		**Classes resistentes**							
		D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Resistência característica (MPa)									
à Flexão	$f_{m,k}$	18	24	30	35	40	50	60	70
à Tração paralela	$f_{t,0,k}$	11	14	18	21	24	30	36	42
à Tração perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
à Compressão paralela	$f_{c,0,k}$	18	21	23	25	26	29	32	34
à Compressão perpendicular	$f_{c,90,k}$	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
ao Transverso	$f_{v,k}$	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Módulo de Rigidez (GPa)									
Longitudinal paralelo médio	$E_{0,médio}$	10	11	12	12	13	14	17	20
Longitudinal paralelo 5%	$E_{0,k}$	8,4	9,2	10,1	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
Long. perpendicular médio	$E_{90,médio}$	0,67	0,73	0,80	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
Transversal médio	$G_{médio}$	0,63	0,69	0,75	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
Densidade (Kg/m^3)									
Característica	ρ_k	500	520	530	540	550	620	700	900
Média	$\rho_{média}$	610	630	640	650	660	730	840	1080

Madeira laminada colada homogénea

Para este tipo de madeira no CTE SE-M consideram-se as classes: GL24h, GL28h, GL32h e GL36h. Na tabela abaixo relaciona-se cada classe resistente com as suas características e resistências.

Propriedades		Classes resistentes			
		GL24h	GL28h	GL32h	GL36h
Resistência característica (MPa)					
à Flexão	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
à Tração paralela	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
à Tração perpendicular	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
à Compressão paralela	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
à Compressão perpendicular	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
ao Transverso	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Módulo de Rigidez (GPa)					
Longitudinal paralelo médio	$E_{0,g,médio}$	11,6	12,6	13,7	14,7
Longitudinal paralelo 5%	$E_{0,g,k}$	9,4	10,2	11,1	11,9
Long. perpendicular médio	$E_{90,g,médio}$	0,39	0,42	0,46	0,49
Transversal médio	$G_{g,médio}$	0,72	0,78	0,85	0,91
Densidade (Kg/m^3)					
Característica	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450
Média	$\rho_{média}$	---	---	---	---

Madeira laminada colada combinada

Para este tipo de madeira no CTE SE-M consideram-se as classes: GL24c, GL28c, GL32c e GL36c. Na tabela abaixo relaciona-se cada classe resistente com as suas características e resistências.

Propriedades		Classes resistentes			
		GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
Resistência característica (MPa)					
à Flexão	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
à Tração paralela	$f_{t,0,g,k}$	14	16,5	19,5	22,5
à Tração perpendicular	$f_{t,90,g,k}$	0,35	0,4	0,45	0,5
à Compressão paralela	$f_{c,0,g,k}$	21	24	26,5	29
à Compressão perpendicular	$f_{c,90,g,k}$	2,4	2,7	3,0	3,3
ao Transverso	$f_{v,g,k}$	2,2	2,7	3,2	3,8
Módulo de Rigidez (GPa)					
Longitudinal paralelo médio	$E_{0,g,médio}$	11,6	12,6	13,7	14,7
Longitudinal paralelo 5%	$E_{0,g,k}$	9,4	10,2	11,1	11,9
Long. perpendicular médio	$E_{90,g,médio}$	0,32	0,39	0,42	0,46
Transversal médio	$G_{g,médio}$	0,59	0,72	0,78	0,85
Densidade (Kg/m^3)					
Característica	$\rho_{g,k}$	350	380	410	430
Média	$\rho_{média}$	---	---	---	---

Valores de cálculo das propriedades do material

Como propriedades do material tomam-se os valores característicos do mesmo, obtidos a partir das tabelas das distintas classes.

Modificação da resistência segundo a classe de serviço e a duração da ação

Aplica-se um fator $\mathbf{k_{mod}}$ que modifica o valor característico $\mathbf{X_k}$ da sua resistência da seguinte forma:

$$X_d = k_{\mathrm{mod}}\, k_h\, k_c\, \frac{X_k}{\gamma_M}$$

O valor de $\mathbf{k_{mod}}$ depende da classe de serviço e da duração das ações que intervêm na correspondente combinação de ações.

Modificação por geometria e segundo a classe da madeira

Define-se o fator de altura $\mathbf{k_h}$ que se pode aplicar a $\mathbf{f_{m,k}}$ e $\mathbf{f_{t,0,k}}$

$$k_h = \min\left\{\begin{matrix}(\mathrm{a}/h)^{\mathrm{s}} \\ \mathrm{k_{h0}}\end{matrix}\right\} \quad \mathrm{com} \quad h < \mathrm{a}$$

onde **h** é a altura à flexão da peça ou a maior dimensão da secção em tração (em mm), aplicável quando **h<a**. O resto das constantes toma os valores:

Tipo de madeira	Valores		
	a	s	k_{h0}
Maciça	150	0,2	1,30
Laminada	600	0,1	1,10
Micro-laminada	300	(1)	1,20

(1)a fornecer pelo fabricante de acordo com a norma UNE em 14374.

No programa Tricalc, os valores de a, s e k_{h0} são definidos pelo utilizador nas opções de comprovação de madeira.

Fator de ação partilhada (compartida k_c)

Pode modificar os valores de $\mathbf{f_{m,k}}$, $\mathbf{f_{c,0,k}}$ e $\mathbf{f_{t,0,k}}$ da madeira maciça com um valor $\mathbf{k_c = 1,1}$ no EC-5 (e da madeira micro-laminada com um valor entre 1 e 1,2 no CTE SE-M) que tem em conta a possível redistribuição de ações entre elementos, no caso de não se realizar uma análise mais precisa. No programa é um valor que pode ser definido pelo utilizador.

Coeficiente parcial de segurança (γ_M)

Toma os valores 1,30, 1,25 ou 1,20 mesmo que se trate de madeira maciça, madeira laminada colada ou micro-laminada respetivamente. Em combinações acidentais toma o valor 1,0.

EC6 Eurocódigo 6 e CTE DB SE-F: Projeto de Estruturas de Alvenaria

Âmbito de aplicação

O programa Tricalc realiza a comprovação das alvenarias resistentes (de tijolo, blocos de betão, pedra ou Termoargila®) existentes na estrutura de acordo com a norma EN 1996-1-1:2005 **"EUROCÓDIGO 6: Projeto de estruturas de Alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para edifícios. Regras para alvenaria e alvenaria armada"**, ou o CTE DB SE-F **"Código Técnico da Construção. Documento Básico. Segurança Estrutural. Estruturas de Alvenaria"**, que é uma transcrição quase literal desse Eurocódigo, e que se encontra em vigor desde Março de 2006 e que revogou a norma NBE FL-90 até então vigente. Adiante, iremos referir-nos a estes documentos como **"EC-6"** e **"CTE SE-F"** respetivamente.

O CTE DB SE-F é aplicado ao selecionar a Norma "Espanha (EHE, EFHE, NCSE e CTE)".

O EC-6 é aplicado ao selecionar a Norma "Espanha (EHE, EFHE, NCSE, EA-95, NBEs, EC5 e EC6)" ou a regulamentação Portuguesa.

Para as normas do México D.F., México-USA e Chile utiliza-se a norma mexicana "Normas Técnicas Complementares de Mampostería" de 2004.

A FL-90 é aplicada ao selecionar a Norma "Espanha (EH-91, EF-96, NCSE, EA-95, FL-90 e NBEs)", para alvenarias que não sejam de Termoargila nem de blocos de betão.

Para as restantes normas e materiais da alvenaria utiliza-se o EC-6.

Desde o ponto de vista da sua função estrutural, estas alvenarias transmitem as ações gravíticas à fundação e proporcionam rigidez ao edifício relativamente às ações horizontais (vento e sismo fundamentalmente), especialmente no seu próprio plano.

Ficam de fora do âmbito de aplicação os muros "capuchinos" (alvenarias compostas por duas paredes de uma folha paralelas enlaçadas por chaves), e os muros duplos (alvenarias compostas por duas folhas paralelas do mesmo ou distinto material com uma junta contínua disposta entre elas no interior da alvenaria). As alvenarias de fachada quando têm a função exclusiva de revestir exteriormente a estrutura, não contribuindo para a sua resistência, não devem introduzir-se no modelo, tal como as paredes divisórias nas mesmas circunstâncias.

As alvenarias de tijolo, blocos de betão ou Termoargila podem contar com armadura horizontal pré-fabricada na camada de argamassa colocada por cima de cada fieira de tijolos (armaduras de junta horizontal). As alvenarias de blocos ocos de betão e de Termoargila também podem ter armadura vertical (pré-fabricada ou não no primeiro caso, só pré-fabricada no segundo). Essas armaduras contribuem para a resistência à flexão destas alvenarias.

As alvenarias de pedra (granito ou arenisca) são formadas por peças sensivelmente paralelepipédicas, assentes com argamassa em fieiras sensivelmente horizontais.

Propriedades das Alvenarias

As propriedades mecânicas das alvenarias são inicialmente calculadas pelo programa de acordo com o especificado pelo EC-6 e CTE SE-F, sendo no entanto passíveis de alteração por parte do utilizador. Na listagem **Relatório Alvenarias de Peças** indicam-se as características atribuídas a cada parede da estrutura.

Para o cálculo das características da alvenaria, utilizam-se os seguintes dados de partida:

Dado	Descrição
Categoria das peças	**Po**de-se definir a Categoria em função do seu controlo de fabricação: I ou II. (Os produtos com selo AENOR consideram-se de categoria I).
$f_{b,v}$; $f_{b,h}$	Resistência característica das peças à compressão vertical (perpendicular às juntas horizontais) e horizontal (paralela às juntas horizontais). O selo AENOR exige uma determinada resistência mínima para cada tipo de peça, por exemplo.
Tipo de argamassa	O tipo de argamassa pode ser **Ordinário**, **Fino** (para juntas entre 1 e 3 mm), **Ligeiro** de densidade entre 700 e 1500 Kg/m^3 ou **Muito ligeiro** de densidade entre 600 e 700 Kg/m^3. A argamassa fina não costuma utilizar-se neste tipo de alvenarias.
Designação da argamassa	A argamassa designa-se com a letra **M** seguida da sua resistência característica à compressão, f_m, em MPa. A série utilizada pelo programa é M1; M2; M3; M4; M5; M7,5; M10; M12,5; M15; M17,5 e M20. (A nomenclatura tradicional em Espanha definia a resistência em Kgf/cm^2 em vez de MPa. Assim, o antigo M20 equivale, aproximadamente, ao atual M2).
Juntas verticais cheias ou vazias	
	Pode-se indicar se as juntas verticais serão preenchidas com argamassa ou não. As paredes de Termoargila, por exemplo, não necessitam de argamassa nas juntas verticais.

Com estes dados, o programa calcula os valores por defeito das seguintes magnitudes, de acordo com o estabelecido no EC-6 e CTE SE-F:

Resistência à compressão da alvenaria

A resistência característica à compressão vertical e horizontal da alvenaria ($f_{k,v}$; $f_{k,h}$) obtém-se com as seguintes expressões:

- Para argamassa ordinária, tomando f_m não maior que 20 MPa não maior que $0,75 \cdot f_b$ (CTE SE-F) o maior que $2 \cdot f_b$ (EC6):

  CTE:

  $f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$ MPa

  sendo

  K = 0,60 para peças do grupo 1 (maciças);

  K = 0,55 para peças do grupo 2a (perfuradas);

  K = 0,50 para peças do grupo 2b (aligeiradas) e para blocos de Termoargila;

  K = 0,40 para peças do grupo 3 (ocas).

  EC6:

  $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$ MPa

  sendo

  K = 0,55 para peças do grupo 1 (maciças);

  K = 0,45 para peças do grupo 2 (perfuradas);

  K = 0,35 para peças do grupo 3 e 4 (aligeiradas, ocas)

  K = 0,45 para pedra natural.

- Para argamassa fina, válida para f_m não menor que 5 MPa, tomando f_b não maior que 50 MPa no EC-6 e que 5 MPa no CTE SE-F e f_m não maior que 20 MPa nem maior que $0,75 \cdot f_b$ (CTE):

  CTE:

  $f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$ MPa

  sendo

  K = 0,70 para peças do grupo 1 (maciças);

  K = 0,60 para peças do grupo 2a (perfuradas);

  K = 0,50 para peças do grupo 2b (aligeiradas) e para blocos de Termoargila;

  EC6:

  $f_k = K \cdot f_b^{0,85}$ para peças do grupos 1 e 4

  $f_k = K \cdot f_b^{0,7}$ para peças do grupos 2 e 3

  sendo

  K = 0,75 para peças do grupo 1;

  K = 0,70 para peças do grupo 2;

  K = 0,50 para peças do grupo 3;

  K = 0,35 para peças do grupo 4;

  K = 0,80 para peças de betão do grupo 1;

  K = 0,65 para peças de betão do grupo 2.

- Para argamassa ligeira, tomando f_b não maior que 15 MPa (CTE); f_m não maior que 10 MPa (EC6):

  $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$ MPa (no EC-6)

  $f_k = 0,70 \cdot f_b^{0,65}$ MPa (no CTE SE-F)

  sendo

  K = 0,40 para peças do grupo 1;

  K = 0,30 para peças do grupo 2;

  K = 0,25 para peças do grupos 3 e 4;

  K = 0,45 para peças de betão.

- Para argamassa muita ligeira, tomando f_b não maior que 15 MPa (CTE); f_m não maior que 10 MPa (EC6):

  $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$ MPa (no EC-6)

  $f_k = 0,55 \cdot f_b^{0,65}$ MPa (no CTE SE-F)

  sendo

  K = 0,30 para peças do grupo 1;

  K = 0,25 para peças do grupo 2;

  K = 0,20 para peças do grupos 3 e 4;

  K = 0,45 para peças de betão.

De acordo com o artigo 3.6.2.1 do EC-6, o valor de f_k na direção paralela às juntas horizontais ($f_{k,h}$) correspondente a peças do grupo 2a, 2b e 3 será a metade do calculado com as expressões anteriores. Este artigo não se contempla no CTE SE-F.

Resistência ao transverso na alvenaria

A resistência característica ao transverso na alvenaria (f_{vk}) obtém-se com as expressões (3.5) e (3.6) do EC-6 ou com as expressões 4.1, 4.2 e 4.3 do CTE SE-F. Depende, entre outras coisas, da tensão de compressão existente, pelo que não se pode dar um valor "à priori" de uma determinada alvenaria. Esta resistência não poderá superar, em nenhum caso, um determinado valor máximo ($f_{vk,máx}$). Também se pode especificar a resistência ao corte puro, f_{vko} (resistência ao transverso com tensão de compressão nula).

Ambos os valores ($f_{vk,máx}$ e f_{vko}), calculam-se de acordo com a seguinte tabela (extraída da tabela 3.4 do EC-6, equivalente à tabela 4.5 do CTE SE-F):

Tabela 4.5 do CTE SE-F

Peças	Resistência da Argamassa (MPa)	f_{vko} (MPa)	$f_{vk,máx}$ (MPa)
Peças do grupo 1 (maciças)	10 a 20	0,30	1,7
	2,5 a 9	0,20	1,5
	1 a 2	0,10	1,2
Peças do grupo 2a (perfuradas)	10 a 20	0,30	1,4
	2,5 a 9	0,20	1,2
	1 a 2	0,10	1,0
Peças do grupo 2b (aligeiradas) Peças de Termoargila	10 a 20	0,20	1,4
	2,5 a 9	0,15	1,2
	1 a 2	0,10	1,0
Peças do grupo 3 (ocas)	10 a 20	0,30	---
	2,5 a 9	0,20	---
	1 a 2	0,10	---

Além disso, $f_{vk,máx}$ não será maior que $f_{k,v}$ nem que $f_{k,h}$. No caso da argamassa ligeira ou muito ligeira, os valores de $f_{vk,máx}$ e f_{vko} obtêm-se da tabela anterior considerando que f_m = 5 MPa.

No caso de alvenarias com juntas verticais sem argamassa, o valor de $f_{vk,máx}$ da tabela multiplica-se por 0,70.

Tabela 3.4 do EC-6

Peças	f_{vk0} (N/mm^2)			
	Argamassa ordinária		Argamassa fina	Argamassa ligeira
Argila	M10 - M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 - M9	0,20		
	M1 – M2	0,10		
Betão	M10 – M20	0,20	0,30	0,15
Pedra natural	M1 – M2	0,10		

Resistência à flexão da alvenaria

A resistência característica à flexão no eixo X da parede, f_{xk1} (ou seja, a correspondente ao momento M_x, com plano de rotura paralelo às juntas horizontais) e à resistência característica à flexão no eixo Y da parede, f_{xk2} (correspondente ao momento M_y, com plano de rotura perpendicular às juntas horizontais) vêm especificadas no EC-6 e CTE SE-F.

No programa utilizam-se os valores da tabela 4.6 do CTE SE-F (3.6.3 (3) do EC-6):

Tipo de peça	Argamassas ordinárias				Argamassas de junta delgada		Argamassas ligeiras	
	$f_m < 5$ MPa		$f_m \geq 5$ MPa					
	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}
Cerâmica	0,10	0,20	0,10	0,40	0,15	0,15	0,10	0,10
Sílico-calcáreos	0,05	0,20	0,10	0,40	0,20	0,30	---	---
Betão ordinário	0,05	0,20	0,10	0,40	0,20	0,30	---	---
Pedra natural	0,05	0,20	0,10	0,40	0,15	0,15	---	---

Módulo de elasticidade longitudinal (Young) e coeficiente de Poisson

Por defeito, e de acordo com o EC-6 e o CTE SE-F, o valor do módulo de Young é assumido como $1000 \cdot f_{k,v}$. O coeficiente de Poisson por defeito para alvenarias é de 0,25.

Materiais

O betão de enchimento a utilizar na alvenaria (por exemplo em lintéis) especifica-se de acordo com a normativa de betão definida no programa (EHE para a norma espanhola, REBAP para a regulamentação portuguesa, etc.). Também é possível, na Norma Espanhola e Portuguesa, utilizar a denominação do EC-2 "Cx/y", onde "x" é a resistência característica à compressão em provete prismática e "y" a resistência em provete cilíndrico.

A resistência característica ao transverso do betão, f_{cvk}, obtém-se da tabela 3.2 do EC-6 (equivalente à tabela 4.2 do CTE SE-F):

Classe de betão	C12/15	C16/20	C20/25	≥C25/30
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25
f_{cvk} (MPa)	0,27	0,33	0,39	0,45

O aço de armar para as armaduras dos lintéis, especifica-se de acordo com a normativa de betão selecionada. As armaduras das juntas horizontais e travessões, no entanto, respondem às possibilidades do EC-6 e do CTE SE-F; ou seja, formadas por barras lisas ou nervuradas e com os seguintes tipos de aço ou proteções à corrosão:

- Aço carbono (ou seja, sem proteção).
- Aço inoxidável.
- Aço galvanizado.
- Aço com recobrimento epóxi.

O aço laminado dos lintéis metálicos (para alvenarias que no sejam de Termoargila), especifica-se de acordo com a normativa de aço selecionada (EC-3).

Coeficientes parciais de segurança dos materiais

O coeficiente parcial de segurança da alvenaria e de cálculo dos comprimentos de amarração, γ_M, pode ser especificada pelo utilizador ou então calcular-se de acordo com:

Tabela 4.8 do CTE SE-F

γ_M		Categoria de execução da alvenaria		
		A	B	C
Categoria de fabricação das peças	I	1,7	2,2	2,7
	II	2,0	2,5	3,0
γ_M para amarração		1,7	2,2	---

onde a categoria de execução **A** requer um controlo intenso da obra, e a categoria de fabricação **I** requer um controlo intenso na fabricação das peças (por exemplo, nas peças com selo de qualidade AENOR).

Tabela do 2.4.3 (1)P do EC-6

Material	γ_M				
	Classe				
	1	2	3	4	5
Peças da categoria I	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
Peças da categoria II	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
γ_M para amarração	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7

Na listagem de **Relatório Alvenarias Peças** indicam-se os coeficientes parciais de segurança utilizados em cada parede.

Cálculo da alvenaria não armada

Compressão vertical e encurvadura

A comprovação de uma parede de alvenaria não armada à compressão vertical com encurvadura consiste em verificar que o axial de compressão solicitante de cálculo (N_{Sd}) não é maior que o resistente (N_{Rd}). Neste último contemplam-se implicitamente as excentricidades (de primeira ordem, acidental e inclusive de encurvadura) de acordo com a expressão (6.2) do EC-6 (equivalente à 5.6 do CTE SE-F):

$N_{Rd} = \Phi_{i,m} \cdot t \cdot f_{k,v} / \gamma_M$

onde

$\Phi_{i,m}$	é o fator redutor por efeito da esbelteza e devido à excentricidade da ação, que se calcula de forma diferente na base e na parte superior da parede (Φ_i) relativamente ao quinto central da sua altura (Φ_m).
t	é a espessura da parede

Fator redutor por esbelteza e excentricidade

O fator redutor por esbelteza e excentricidade na base e na parte superior da parede obtém-se de acordo com as expressões (6.4) e (6.5) do EC-6 (5.7 a 5.9 do CTE SE-F):

$\Phi_i = 1 - 2 \cdot e_i / t$

$e_i = |M_i / N_i| + e_a \geq e_{mín}$

onde

$\|M_i / N_i\|$	a excentricidade elástica de primeira ordem: valor absoluto do momento de cálculo existente na base ou na parte superior da parede dividido pelo axial de compressão correspondente. Este momento, resultado do cálculo de esforços da estrutura, já inclui os efeitos das ações horizontais (vento, sismo e impulsos do terreno, fundamentalmente) bem como os provenientes da excentricidade e encastramento da ação das lajes apoiadas na parede.
e_a	é a excentricidade acidental, de acordo com a tabela:

Categoria de execução		e_a
A		h_{ef} / 500
B		h_{ef} / 450
C	tramo entre lajes	20 mm
	tramo livre acima	50 mm

$e_{mín}$	é a mínima excentricidade a contemplar, de valor igual ao máximo entre o especificado no EC-6 e no CTE SE-F (0,05·t) e a excentricidade mínima fixada pelo utilizador em cada parede (que aparece refletida na listagem de "Relatório Paredes de peças").

O fator redutor por esbelteza e excentricidade no quinto central da parede obtém-se de acordo com o anexo G do EC-6 (ou o anexo D do CTE SE-F):

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}}$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}$$

$$u = \frac{\lambda - 0{,}063}{0{,}73 - 1{,}17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_{k,v}}{E}}$$

$$e_{mk} = e_m = \left| \frac{M_m}{N_m} \right| + e_a \geq e_{mín}$$

onde

$\|M_m / N_m\|$	é a excentricidade elástica de primeira ordem no quinto central da parede: valor absoluto do momento de cálculo existente nessa parte da parede dividido pelo axial de compressão correspondente. Este momento, resultado do cálculo de esforços da estrutura, já inclui os efeitos das ações horizontais (vento, sismo e impulsos do terreno,

	fundamentalmente) bem como os provenientes da excentricidade e encastramento da ação das lajes apoiadas na parede.
e_a	é a excentricidade acidental (ver o caso da base e parte superior da parede).
$e_{mín}$	é a mínima excentricidade a contemplar, de valor igual ao máximo entre o especificado no EC-6 e no CTE SE-F (0,05·t) e a excentricidade mínima fixada pelo utilizador em cada parede (que aparece refletida na listagem **Relatório Paredes de peças**).

Excentricidade da ação das lajes

Nos bordos das lajes que trabalham numa direção (aligeiradas de vigotas, de cofragem perfilada, etc) pode-se definir, de forma opcional, uma determinada entrega nas paredes resistentes (que não sejam de betão armado). O programa assume que o apoio **"teórico"** da laje produz-se a ¼ do comprimento de entrega fixado, provocando um momento de excentricidade produto da ação transmitida pela laje e a distância entre o ponto de apoio e o plano médio da parede. Este momento aparece como uma ação do tipo momento em barra na viga de bordo da laje situada sobre a parede.

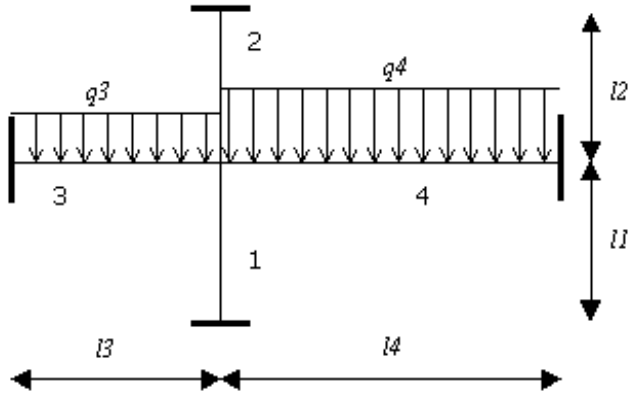
Esta excentricidade deve ser considerada nas lajes apoiadas no coroamento da parede (onde existe um apoio real da laje sobre a parede). Também pode utilizar-se em lajes apoiadas em alturas intermédias das paredes quando o pormenor construtivo não garanta que toda a secção da parede superior trabalhe (por exemplo através de um angular unido na frente da laje para que a parede superior apoie completamente na laje).

Encastramento parede – lajes

O programa calcula de forma opcional os momentos de encastramento das vigotas das lajes aligeiradas nos encontros com as paredes resistentes (sejam de Termoargila ou não).

Para o seu cálculo, utiliza-se a expressão (C.1) do anexo C do EC-6 (equivalente à expressão 5.1 do CTE SE-F), baseada numa repartição a uma volta pelo método de Cross:

$$M_i = \frac{\frac{4 \cdot E_i \cdot I_i}{l_i}}{\sum_{j=1}^{4} \frac{4 \cdot E_j \cdot I_j}{l_j}} \cdot \left[\frac{q_3 \cdot l_3^2}{12} - \frac{q_4 \cdot l_4^2}{12} \right], \quad \forall i = 1,2$$



Se alguma das barras indicadas na figura não existe, não se considera na expressão anterior. A soma dos momentos M_1 e M_2 aparece como ação do tipo momento na barra ou viga de laje no bordo da laje situada sobre a parede.

Estes momentos não incidem no cálculo e dimensionamento das lajes aligeiradas de vigotas (unidirecionais), que se calculam com a sua própria normativa específica (EFHE, por exemplo na caso Espanhol).

Nas fichas de lajes unidirecionais (lajes aligeiradas de vigotas, lajes de cofragem perfilada, etc.) pode-se definir uma rigidez total **EI** que é a utilizada na expressão anterior. Caso não esteja definida, o programa obtém-na como a rigidez bruta da laje calculada a partir das suas dimensões e materiais.

Para o cálculo da rigidez da parede, o valor do módulo de Young (E) multiplica-se pelo fator de rigidez à flexão definido na parede.

Dado que na altura de calcular este momento não se conhece o nível de tensões de compressão aos quais estará submetida a parede, não é possível aplicar as reduções contempladas nos parágrafos (3) a (5) do mencionado no anexo C do EC-6 (parágrafos (4) e (8) do artigo 5.2.1 do CTE SE-F). Em qualquer caso, é possível (e recomendável) não utilizar este momento de encastramento nas lajes apoiadas no coroamento da parede.

Também, caso pretenda diminuir este momento de encastramento, pode-se

- Aumentar a rigidez da laje (aumentar a sua espessura, por exemplo)
- Diminuir a rigidez à flexão das paredes, reduzindo o seu **fator de rigidez à flexão**. Reduzindo este fator também se pode simular a redução do momento contemplada no parágrafo (3) do EC-6 ou (4) do CTE SE-F antes mencionados.

Excentricidade devida ao posicionamento das paredes

Caso, devido ao posicionamento das paredes e à sua diferente espessura, se produza uma alteração de posição do plano médio de uma parede relativamente à da parede superior, as tensões verticais da parede superior produzirão um aumento (ou diminuição) dos momentos existentes na parede inferior. Este efeito não é tido em conta pelo programa na fase de cálculo de esforços (as paredes calculam-se sempre relativamente as seu plano de definição), porém é considerado, de forma opcional, na fase de cálculo/comprovação da parede. Na listagem **"Relatório de Paredes de peças"** especifica-se, para cada parede, a excentricidade produzida (distância entre os planos médios da parede inferior e superior) bem como o máximo e mínimo momento fletor (por metro de largura da parede) de variação que se produz na parede inferior.

Altura, espessura efetiva e esbelteza de uma parede

A altura efetiva de uma parede, h_{ef}, é uma fração da sua altura total (no CTE SE-F denomina-se como altura de cálculo, h_d). Numa primeira fase, cada parede divide-se em diversas alturas tendo em conta as lajes que atravessa (sempre e quando esteja ativada a opção de cálculo de esforços **"Considerar a indeformabilidade das lajes no seu plano"**).

A altura efetiva de cada um desses tramos calcula-se então em função das opções de instabilidade / encurvadura fixadas nas opções de cálculo de paredes de Termoargila:

- Caso não se considere a encurvadura, assume-se que a altura efetiva da parede é zero.
- Caso se fixe o fator de comprimento de encurvadura (**"alfa"**), a altura efetiva é igual à altura do tramo multiplicada por esse fator.

- Caso se indique que a encurvadura se deve comprovar como nós fixos ou nós móveis, a altura eficaz calcula-se conforme o especificado no EC-6 (que não distingue entre estruturas de nós móveis e de nós fixos).

A expressão geral para o cálculo da altura eficaz definido no EC-6 (e no CTE SE-F) é

$h_{ef} = \rho_n \cdot h$

onde **n** é o número de lados da parede que se consideram travados (entre 2 e 4). Em cada parede é possível indicar se os bordos laterais estão travados.

- Para paredes travadas só na base e em cima pelas lajes considera-se

  $\rho_2 = 1{,}00$ caso a excentricidade da ação em cima da parede seja maior que $0{,}25 \cdot t$

  $\rho_2 = 0{,}75$ nos restantes casos

- Para paredes travadas na base, acima e um bordo lateral (L é o comprimento horizontal da parede):

  Caso $L \geq 15 \cdot t$, como no caso anterior

  Caso $L < 15 \cdot t$ e $h \leq 3{,}5 \cdot L$

$$\rho_3 = \frac{1}{1+\left(\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot L}\right)^2} \cdot \rho_2$$

  Caso $L < 15 \cdot t$ e $h > 3{,}5 \cdot L$

$$\rho_3 = \frac{1{,}5 \cdot L}{h}$$

- Para paredes travadas nos quatro lados:

  Caso $L \geq 30 \cdot t$, como só travada na base e em cima

  Caso $L < 30 \cdot t$ e $h \leq L$ no EC-6; ou caso $L < 30 \cdot t$ e $h \leq 1{,}15 \cdot L$ no CTE SE-F

$$\rho_4 = \frac{1}{1+\left(\frac{\rho_2 \cdot h}{L}\right)^2} \cdot \rho_2$$

  Caso $L < 30 \cdot t$ e $h > L$ no EC-6; ou caso $L < 30 \cdot t$ e $h > 1{,}15 \cdot L$ no CTE SE-F

$$\rho_4 = \frac{0{,}5 \cdot L}{h}$$

A espessura efetiva da parede, t_{ef}, toma-se igual à sua espessura nominal. No CTE SE-F, denomina-se espessura de cálculo, t_d.

A esbelteza de uma parede, h_{ef} / t_{ef}, não será maior que 27. caso seja superior a 27, e o axial de cálculo é $N_d > 0{,}1 \cdot A \cdot f_d$, a parede apresentará um erro de esbelteza excessiva.

O comprimento, a altura, a altura efetiva e a esbelteza máximas de cada parede aparecem refletidas na listagem **Relatório paredes de peças**.

Axial mais flexão

Quando a compressão não é vertical, deve-se verificar:

$e = |M_{Sd} / N_{Sd}| < 0{,}5 \cdot t$

$|N_{Sd}| \leq N_{Rd} = (1 - 2 \cdot e/t) \cdot t \cdot f_k / \gamma_M$

Quando o axial é nulo ou de tração; ou então a anterior comprovação falhou, utilizam-se as expressões (6.14) e (6.15) do EC-6 generalizadas:

$$\frac{|M_{Sd}|}{Z} - \frac{N_{Sd}}{A} \leq \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$\frac{|M_{Sd}|}{Z} + \frac{N_{Sd}}{A} \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_M}$$

onde

M_{Sd}	é o momento solicitante de cálculo por unidade de largura da parede
N_{Sd}	é o axial solicitante de cálculo, considerando-o positivo caso seja de tração
Z	é o módulo resistente da parede: $Z = t^2 / 6$ (por unidade de largura da parede)
A	é a área da secção: $A = t$ (por unidade de largura da parede)
f_k	é a resistência característica à compressão da parede na direção considerada
f_{tk}	é a resistência característica à tração da parede na direção considerada. Caso a excentricidade do axial supera $0,4 \cdot t$, assume-se $f_{tk} = f_{xk1}$ ou f_{xk2}, conforme corresponda. Caso a excentricidade seja menor, assume-se f_{tx} como o menor entre $0,1 \cdot f_k$ e f_{vko}.

Transverso

A comprovação ao transverso é baseada nas expressões (4.22) e (4.23) do EC-6:

$V_{Sd} \leq V_{Rd} = f_{vk} \cdot A / \gamma_M$

Para avaliar V_{Sd} tem-se em conta duas direções do transverso: uma horizontal formada pelo transverso da tensão plana (provocado pelas tensões τ_{xy}) e o transverso da flexão vertical; e outra vertical formada pelo transverso da tensão plana e o transverso da flexão horizontal.

No EC-6:

- Para avaliar a tensão resistente ao transverso, f_{vk}, utiliza-se a expressão (3.4) do EC-6, ou seja, a menor entre:

  $f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$

  $f_{vk} = 0,065 \cdot f_b$

- No caso das paredes com juntas verticais sem argamassa, para avaliar a tensão resistente ao transverso, f_{vk}, utiliza-se a expressão (3.5) do EC-6, ou seja, a menor entre:

  $f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$

  $f_{vk} = 0,045 \cdot f_b$

Em ambos os casos, f_{vk} nunca será menor que f_{vko}. σ_d é a tensão de cálculo à compressão perpendicular ao transverso considerado. Caso na parede esteja definida uma banda anti humidade na sua zona inferior, esta resistência reduz-se multiplicando-a pelo fator definido pelo utilizador para a parede.

No caso do CTE SE-F, as expressões anteriores substituem-se por:

- Para avaliar a tensão resistente ao transverso, f_{vk}, utiliza-se a expressão (4.1) do CTE SE-F, ou seja, a menor entre:

  $f_{vk} = f_{vko} + 0,36 \cdot \sigma_d$

  $f_{vk} = 0,065 \cdot f_b$

$f_{vk} = f_{vk,máx}$

- No caso de paredes com juntas verticais sem argamassa, para avaliar a tensão resistente ao transverso, f_{vk}, utiliza-se a expressão (4.2) do CTE SE-F, ou seja, a menor entre:

$f_{vk} = f_{vko} + 0,45 \cdot \sigma_d$

$f_{vk} = 0,045 \cdot f_b$

$f_{vk} = 0,7 \cdot f_{vk,máx}$

Reforço da integridade estrutural

As paredes de blocos ocos de betão, ainda que se calculem como alvenaria não armada, devem contar com armadura vertical que garanta a integridade estrutural da parede. Esta armadura colocar-se-á, pelo menos, nos extremos e intersecções das paredes e a distâncias entre si de 4 metros.

Cálculo da alvenaria armada

Consideram-se os domínios de deformação definidos no EC-6 e no CTE SE-F (semelhante aos do EHE ou REBAP): um diagrama de tensões retangular com profundidade da cabeça de compressão $0,8 \cdot x$ e tensão de compressão f_k/γ_M ou f_{ck}/γ_M. Quando uma zona comprimida inclua parte de alvenaria e parte de betão ou argamassa, como resistência de cálculo à compressão tomar-se-á do material menos resistente.

As paredes resistentes de Termoargila, poderão contar, se for necessário e assim se defina nas opções, com armaduras nas juntas horizontais e/ou armaduras verticais alojadas nos ocos deixados para o efeito por peças especiais da parede.

As paredes resistentes dos blocos de betão, poderão contar, se for necessário e assim se defina nas opções, com armaduras nas juntas horizontais e/ou caso os blocos sejam ocos, armaduras verticais (pré-fabricadas ou varões) alojadas nos alvéolos das peças.

As paredes resistentes de tijolo poderão contar, caso seja necessário e assim se defina nas opções, com armaduras nas juntas horizontais.

As armaduras pré-fabricadas a colocar obtêm-se da base de dados de armaduras pré-fabricadas para paredes de alvenaria. Estas armaduras estão formadas por dois cordões (de um ou dois varões ou barras) e uma armadura transversal em zig-zag que os une. Cada armadura possui uma determinada qualidade de aço (limite elástico) uma aderência (nervurada ou não) e uma determinada proteção (carbono, inoxidável, galvanizado ou epóxi). O programa escolherá de entre as armaduras ativas que possuam a qualidade e proteção especificadas nas opções e que cumpram os requisitos de recobrimento exigidos na normativa.

Se no artigo 8.2.4(2) do EC-6 e o 7.5.1 do CTE SE-F indicam que o diâmetro mínimo a utilizar será de 6 mm, o programa permite utilizar armaduras com cordões de 5 mm como mínimo e diagonais de 4 mm como mínimo.

As paredes resistentes armadas consideram-se homogéneos, ou seja, calcula-se uma resistência média proporcionada pela armadura que se supõe constante em toda a superfície da parede. Para que essa hipótese seja válida, o programa limita a distância máxima entre armaduras exigidas pelo EC-6 e CTE SE-F.

Armaduras de juntas horizontais

De acordo com o EC-6 e o CTE SE-F, o recobrimento mínimo vertical desta armadura é de 2,5 e 2 mm. Isto implica, que para juntas de 1 cm, o máximo diâmetro a utilizar será de 5 mm (EC6) ou 6 mm (CTE).

O recobrimento lateral da argamassa será superior ou igual a 15 mm, pelo que a largura máxima desta armadura será a espessura da parede menos 30 mm.

A separação máxima entre armaduras da junta horizontal é de 600 mm, de acordo com o artigo 7.5.1 do CTE SE-F. A separação mínima é uma fila.

A quantia mínima da armadura longitudinal é de 3‰ da secção da parede, de acordo com o artigo 8.2.3 do EC-6 e o 7.5.1 do CTE SE-F.

Armaduras de juntas verticais

Paredes de Termoargila

Os recobrimentos a considerar nas armaduras de juntas verticais são os mesmos que nas armaduras de juntas horizontais, de acordo com a interpretação do EC-6 sugerida pelo Consórcio Termoargila e o ITeC (Instituto Tecnológico da Construcción de Cataluña, que é o autor do CTE SE-F). Como as aberturas nas quais se aloja este tipo de armadura têm entre 30 e 40 mm de espessura, a armadura habitual das juntas horizontais é formada por cordões duplos de entre 5 e 6 mm de diâmetro.

A separação máxima entre juntas verticais é de 4 metros, de acordo com o artigo 8.4(3) do EC-6. A separação mínima estabelece-se no dobro do comprimento da peça base utilizada (ou seja, em 600 mm com as dimensões habituais dos blocos de Termoargila).

A largura efetiva de cada junta vertical será a distância entre juntas, porém não maior que três vezes a espessura da parede. A quantia longitudinal não será maior que 4% da secção eficaz (artigo 8.2.7(4) do EC-6 e 7.5.4 do CTE SE-F) nem menor do que 0,1% dessa secção (artigo 8.2.3(1) do EC-6 e 7.5.1 do CTE SE-F). A secção eficaz estabelece-se como a largura eficaz pela altura útil da secção. Para cumprir a comprovação das $\geq 0{,}001 \cdot A_{ef}$, reduz-se a largura eficaz a considerar caso seja necessário.

Quando uma parede só possua armadura de juntas verticais, dever-se-á dispor de algum tipo de ancoragem ou chave nas juntas horizontais que atravesse para assim garantir o travamento da parede.

Nota: A disposição de armaduras de juntas verticais em paredes de Termoargila precisa de peças especiais nem sempre disponíveis.

Paredes de Blocos ocos de betão

O recobrimento a considerar nas armaduras verticais (pré-fabricadas ou não) 20 mm (artigo 8.2.2 (2) do EC-6 e artigo 3.3 do CTE SE-F). A armadura pré-fabricada habitual de juntas verticais está formada por cordões duplos de entre 5 e 6 mm de diâmetro. A armadura não pré-fabricada é formada por 1 a 4 varões.

A separação máxima entre juntas verticais é de 4 metros, de acordo com o artigo 8.4(3) do EC-6. A separação mínima estabelece-se na distância entre alvéolos (ou seja, EN 200 mm com as dimensões habituais dos blocos ocos de betão).

A largura efetiva de cada junta vertical será a distância entre juntas verticais, porém não maior que três vezes a espessura da parede. A quantia longitudinal não será maior que 4% da secção eficaz (artigo 8.2.7(4) do EC-6 e 7.5.4 do CTE SE-F) nem menor que 0,1% (CTE) ou 0,5% (EC6). A secção eficaz estabelece-se como a largura eficaz pela altura útil da secção. Para cumprir a comprovação das $\geq 0{,}001 \cdot A_{ef}$, reduz-se a largura eficaz a considerar caso seja necessário.

Resistência às solicitações normais

Para a comprovação da resistência a solicitações normais (axial mais momento) de uma determinada armadura situada a uma determinada distância, o programa constrói uma curva fechada de interação axial – momento da secção no esgotamento, seguindo os domínios de deformação estabelecidos no EC-6 e no CTE SE-F.

Caso o par de solicitações atuantes (N_{Sd} e M_{Sd}) se situe dentro dessa curva, a secção está correta. O grau de solicitação da secção mede-se pela distância à curva de esgotamento.

O momento de solicitação, M_{Sd}, no caso de compressões verticais, virá modificado de acordo com as excentricidades mínima, acidental e de encurvadura que se produzam; calculadas de acordo com o indicado no artigo **Cálculo de Alvenaria não armada/Compressão vertical e encurvadura** deste anexo.

Resistência ao transverso

De acordo com o EC-6, para poder contar com a contribuição das armaduras de juntas horizontais e verticais, suas armaduras transversais (em forma de zig-zag) devem respeitar os mínimos fixados no EC-6 para a quantia e distâncias. No entanto, as armaduras atualmente disponíveis no mercado não cumprem estas limitações, pelo que a alvenaria armada apresenta a mesma resistência ao transverso que a alvenaria não armada.

No CTE SE-F, a resistência ao transverso da armadura de juntas horizontais é significativa:

$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 2{,}0\ MPa \cdot t \cdot L_d$

$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot L_d$

$V_{Rd2} = 0{,}67 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot L_d / s$

onde

f_{vd}	é a resistência de cálculo ao transverso da alvenaria;
t	é a espessura, no seu caso residual, da parede;
L_d	é o comprimento da parede devida às ações verticais, equilibrando as horizontais, descontando portanto a zona de tração, supondo uma distribuição linear de tensões;
s	separação vertical entre as armaduras de junta horizontal.

No EC-6, consideramos dos casos:

- Muros submetidos a ações horizontais no seu plano: utilizamos o artigo 6.7.2, comprovando que:

  $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 2{,}0\ MPa \cdot t \cdot \ell$

  $V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot \ell$

  $V_{Rd2} = 0{,}9 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}$

  sendo

ℓ	Comprimento do muro
A_{sw}	Área total da armadura de transverso ao longo da parte do muro que está a ser considerada

- Muros submetidos a ações verticais no seu plano: neste caso servimo-nos do artigo 6.7.3, comprovando que:

  $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0{,}25 \cdot f_b \cdot b \cdot d$

  Sendo

f_b	Resistência a compressão na direção da carga;

b	Espessura do muro;
d	Altura útil.

Amarração das armaduras

As armaduras pré-fabricadas da biblioteca podem especificar um comprimento de emenda ou amarração, calculada geralmente através de ensaios (como permite o EC-6 ou o CTE SE-F) e que tem em conta a contribuição da armadura transversal soldada em zig-zag.

No caso do mencionado comprimento não estar definido (igual a zero) o programa calcula o comprimento de amarração dos cordões longitudinais tal como se estabelece no artigo 8.2.5 do EC-6 ou 7.5.2 do CTE SE-F. O comprimento de emenda assume-se então como duas vezes o comprimento de amarração calculada, o que corresponde a barras tracionadas quando se emenda 30% dos varões da secção e a distância livre entre emendas é menor que 10 diâmetros, o recobrimento de betão ou argamassa é menor que 5 diâmetros.

O comprimento básico de amarração em prolongamento reto, segundo a expressão (5.1) do EC-6 e (7.1) do CTE SE-F é:

$$l_b = \gamma_M \cdot \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{f_{bok}}$$

onde

Φ	é o diâmetro equivalente da barra ou varão de aço
f_{bok}	é a resistência característica de amarração por aderência
γ_M	é o coeficiente parcial de segurança para amarrações da armadura

O valor de f_{bok}, em MPa, obtém-se a partir das seguintes tabelas

f_{bok}		Armaduras confinadas			
	Betão	C12/15	C16/20	C20/25	≥C25/30
Barras ou varões lisos		1,3	1,5	1,6	1,8
restantes barras ou varões		2,4	3,0	3,4	4,1

f_{bok}	Ligante	Armaduras não confinadas			
	Betão	C12/15	C16/20	C20/25	≥C25/30
	Argamassa	M5-M9	M10-M14	M15-M19	M20
barras ou varões lisos		0,7	1,2	1,4	1,5
restantes barras ou varões		1,0	1,5	2,0	2,5

Tendo em conta que as únicas armaduras que se consideram confinadas são as dos lintéis de carga.

Se a amarração é realizada por patilha, o comprimento necessário de amarração pode-se multiplicar por 0,7. Depois da dobragem deve haver um comprimento reto de não menos que 5 diâmetros.

Quando a armadura existente é maior que a estritamente necessária, o comprimento de amarração reduz-se proporcionalmente porém nunca menos de

$0{,}3 \cdot \ell_b$.

10 diâmetros.

100 mm.

Cálculo da alvenaria confinada

As paredes de alvenaria consideram-se confinadas caso existam no seu interior pilares e vigas de betão armado. Comprova-se então o confinamento existente com as seguintes especificações do artigo 8.4 do EC-6 ou 7.5.5 do CTE SE-F:

- Os pilares devem ser de secção superior ou igual a 0,02 m^2 e de lados superiores ou iguais a 100 mm.
- Devem existir pilares em ambos os lados das aberturas de superfície maior que 1,5 m^2.
- A distância entre pilares não excederá os 4 m.

Caso não se cumpra alguma destas limitações surgirá uma mensagem de erro da parede.

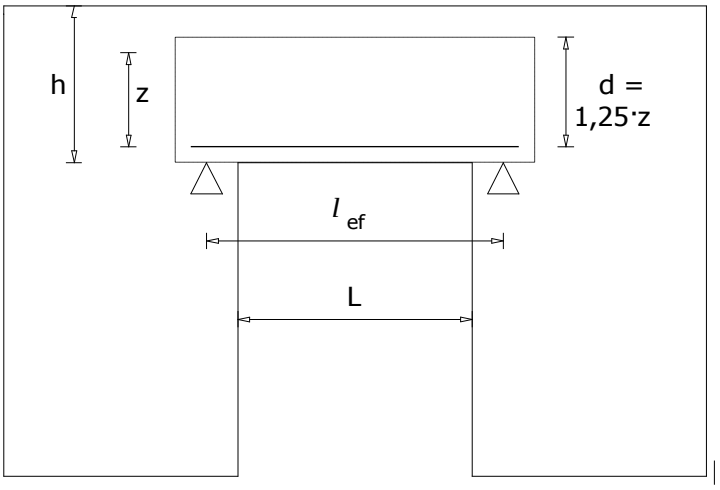
Os panos de alvenaria confinada calculam-se de acordo com as suas características como alvenaria armada ou não armada, se bem que, de acordo com EC-6 e CTE SE-F, devem contar com armaduras de juntas horizontais a não mais de 600 mm. Estas armaduras devem amarrar-se eficazmente nos pilares que servem de confinamento à parede.

Os elementos de confinamento, que são mais rígidos que a alvenaria que confinam, absorverão uma maior parte das solicitações e tensões existentes na parede.

Lintéis

Os lintéis nas paredes de Termoargila e de blocos de betão podem construir-se através de peças especiais deste material (vigas de laje) que servem de cofragem a uma viga de betão armado que dota da necessária armadura de reforço o lintel.

Os lintéis nas paredes de alvenaria (salvo Termoargila) podem construir-se com um perfil metálico, que deve resistir por si mesmo às solicitações existentes. Além disso, para evitar a aparição de fendas, limita-se a flecha deste lintel metálico a L/500 considerando-o biapoiado.



Os lintéis calculam-se como vigas de grande altura e seguindo as especificações do artigo 5.7 do CTE SE-F (similar ao artigo 6.6.4 do EC-6), ou seja:

- O vão efetivo (vão de cálculo) é ℓ_{ef} = 1,15·L; sendo L o vão livre da abertura.

- O braço da armadura, z, é a menor dimensão entre $0,7 \cdot \ell_{ef}$ e $0,4 \cdot h + 0,2 \cdot \ell_{ef}$, sendo h a altura livre do lintel. Caso $h < 0,5 \cdot \ell_{ef}$ considera-se que a altura do lintel é insuficiente e indica-se a correspondente mensagem de erro. Em todo caso, o braço não se considera maior que z = h/1,30.
- A altura útil da secção é $d = 1,30 \cdot z$.

O programa assume, como entrega da parede, o múltiplo de 100 mm mais próximo por excesso do comprimento ℓ_{ef} – L (ou seja, considerando que o apoio teórico do lintel produz-se na metade do comprimento de entrega).

Esforços a considerar

Os esforços a resistir pelo lintel são:

- Para o cálculo do M_{Sd} integram-se as tensões σ_x na altura "d" do lintel em 7 pontos do vão livre do mesmo.
- Para o cálculo do V_{Sd} integram-se as tensões τ_{xy} na altura "d" do lintel em ambos os extremos.

Lintéis de betão armado (paredes de Termoargila e de blocos de betão)

Armadura longitudinal do lintel

A armadura calcula-se de acordo com a expressão

$$A_s = \frac{M_{Sd} \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot z}$$

Em todos os casos, verifica-se se o momento resistente, M_{Rd}, não é maior que:

$0,4 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2 / \gamma_M$ (CTE 5.7.2)

$0,4 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2 / \gamma_M$ peças do grupo 1 não do betão ligeiro (EC6 6.31a)

$0,3 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2 / \gamma_M$ Resto dos casos (EC6 6.31b).

onde

f_k	é o mínimo entre a resistência característica à compressão horizontal da alvenaria ($f_{k,h}$) e a resistência à compressão do betão do lintel.
b	é a largura do lintel, que é igual à espessura da parede.
d	é a altura útil do lintel.

A armadura disposta amarra-se a partir do ponto teórico de apoio, ou seja, a partir do vão eficaz ℓ_{ef}.

Comprovação ao transverso do lintel

A comprovação ao transverso é:

$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$

V_{RdI} calcula-se através da expressão (6.39) do EC-6:

$V_{Rd1} = f_{vk} \cdot b \cdot d / \gamma_M$

onde

f_{vk}	é o mínimo entre a resistência característica ao transverso da alvenaria e do betão de enchimento do lintel.
b	é a largura do lintel, que é igual à espessura da parede.
d	é a altura útil do lintel.

Se esta comprovação não se verifica, adiciona-se ao transverso resistido a contribuição da armadura transversal do lintel, segundo a expressão (6.42) do EC-6:

$V_{Sd} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}$

$V_{Rd2} = 0,9 \cdot d_h \cdot (A_{sw}/s) \cdot (f_{yk}/\gamma_s)$

onde

d_h	é a altura útil da secção de betão exclusivamente (não se pode utilizar a altura útil do lintel porque os estribos do mesmo não cobrem todo a sua altura).

Lintéis de aço (paredes de material diferente da Termoargila)

Os lintéis de aço devem resistir aos esforços M_{Sd} e V_{Sd} de acordo com a normativa de aço (CTE SE-A, EC-3 ou EA-95). Para esse efeito, o programa ordena todos os perfis úteis da série atribuída ao lintel (HEA, HEB, IPE, …) do menor para o maior peso (em caso de igualdade de peso, primeiro o de menor altura), selecionando-se o primeiro que resista aos esforços solicitantes e possua uma flecha menor que L/500.

Comprovação do apoio do lintel

No caso de paredes de Termoargila, ao utilizar-se blocos de Termoargila do grupo 2b (ou aligeirados), não existe aumento de resistência à compressão da alvenaria por tratar-se de uma ação concentrada. No entanto, tem-se em conta que a comprovação se realiza como tensão média à compressão em toda a superfície (A_b) do apoio.

No caso de paredes de material diferente da Termoargila não se tem em conta o aumento da resistência à compressão que se poderia aplicar caso as peças da parede fossem do grupo 1 (maciças). Como o lintel metálico costuma ser de largura menor que a espessura da parede, o apoio deve realizar-se através de uma peça de largura igual à espessura da parede e resistência adequada, recomendando-se um determinado betão.

Portanto, ao longo do comprimento de entrega integram-se as tensões σ_y existentes na parede para obter N_{Sd}; sendo $N_{Rd} = A_b \cdot f_{k,v} / \gamma_M$.

Ações concentradas

O programa permite realizar em qualquer nó ou nodo de uma parede, a peritagem das tensões verticais como ação concentrada. Para esse efeito define-se o tamanho da área carregada a considerar (b_{ef} e t_{ef}). A dimensão paralela à parede deste apoio não poderá definir-se como menor que 100 mm. O programa entende que valor da dimensão paralela à parede reparte-se em partes iguais para a esquerda e direita do nó indicado. A dimensão perpendicular à parede poderá ser como máximo a espessura do mesmo; caso se indique uma dimensão de valor maior que a espessura do muro o programa ajusta automaticamente o valor da altura eficaz na espessura da parede. Caso se selecione um nó situado sobre uma das esquinas da parede, o programa entende que o valor da largura indicado não se pode dispor na sua totalidade, eliminando a parte de apoio que ficaria fora da parede e, portanto, assumindo um valor de largura eficaz metade do valor indicado.

Ao longo do comprimento de apoio integram-se as tensões σ_y existentes na parede para obter N_{Sd}; sendo $N_{Rd} = \xi \cdot b_{ef} \cdot t_{ef} \cdot f_{k,v} / \gamma_M$.

O coeficiente ξ é um coeficiente de amplificação e 1,00 e 1,50 que se calculam de acordo com o artigo 6.1.3 do EC-6 ou o Anexo F do CTE SE-F. Basta indicar aqui que para paredes de Termoargila e paredes de alvenaria constituídos por peças distintas do grupo 1 (maciças) o seu valor é 1,00.

Após realizar a peritagem da parede para a ação concentrada existente, o programa mostrará informação sobre o axial solicitante à compressão N_{Sd}, o axial resistente à compressão N_{Rd} e as dimensões do apoio consideradas, indicando se a comprovação é correta.

Roços e Ressaltos

Os roços e ressaltos definidos não são considerados na etapa de modelação, cálculo de esforços e obtenção de tensões. Consideram-se numa peritagem posterior da resistência da parede.

Através da função correspondente pode-se realizar a peritagem da parede nessa zona. Após a peritagem o programa emitirá uma mensagem na qual indicará se não é necessário ter em conta o roço ou ressalto (de acordo com o artigo 5.5 do EC-6 ou o 4.6.6 do CTE SE-F), ou se a comprovação é correta ou, pelo contrário se existem erros, apresentando as suas características.

Não se permitem roços horizontais (ou inclinados) caso exista armadura de juntas verticais na parede. Da mesma forma, não se permitem roços verticais (ou inclinados) caso exista armadura de juntas horizontais na parede.

De acordo com a tabela do EC-6 8.6.2, não será necessário considerar a existência de roços ou ressaltos verticais na alvenaria caso se cumpra:

Espessura da parede (mm)	Roços		Ressaltos	
	profundidade máxima (mm)	largura máxima (mm)	largura máxima (mm)	espessura residual mínima (mm)
≤ 115	30	100	300	70
116 – 175	30	125	300	90
176 – 225	30	150	300	140
226 – 300	30	175	300	175
> 300	30	200	300	215

Nota

se a espessura da parede é maior ou igual que 225 mm e o roço não se prolonga para além de 1/3 da altura do piso, este pode ter uma profundidade de até 80 mm e uma largura de até 120 mm.

De acordo com a tabela do EC-6 8.6.3, não será necessário considerar a existência de roços horizontais ou inclinados na alvenaria caso se cumpra:

Espessura da parede (mm)	Profundidade máxima (mm)	
	Comprimento ilimitado	Comprimento ≤ 1,25 m
≤ 115	0	0
116 – 175	0	15
176 – 225	10	20
226 – 300	15	25
> 300	20	30

Se o roço ou ressalto possui uma profundidade tal que a espessura residual da parede é menor ou igual que 5 cm, considera-se que essa profundidade é excessiva.

O CTE SE-F é mais restritivo que o EC-6, uma vez que se aplicam as limitações impostas aos roços para os ressaltos.

No caso da Norma Espanhola, se existir um sismo definido, a profundidade dos roços não poderá superar 1/5 da espessura da parede, nem poderão deixar uma espessura residual de parede menor que 12 cm (ou 14 cm se a aceleração sísmica de cálculo supera 0,12·g); tudo de acordo com os artigos 4.4.1 e 4.4.2 da norma sismo resistente NCSE-02.

Importante

No caso de roços ou ressaltos em paredes de peças ocas, previamente à realização de um roço ou de um ressalto considera-se a distribuição das aberturas que tem a peça de base uma vez que devido a ela se poderia produzir uma perda de secção resistente e/ou de aumento da excentricidade com que se aplicam as ações, muito superior à previsível no caso de peças maciças (relativamente a quando se trabalha com o conceito de "secção bruta").

Resistência ao fogo das alvenarias

A resistência ao fogo das alvenarias avalia-se de acordo com a EN 1999-1-2:2004 + AC:2009, inclusive quando a normativa selecionada seja o CTE, já que, infelizmente, o Anexo F do CTE DB SI sobre Resistência ao fogo da alvenaria é francamente insuficiente e deixa de fora a imensa maioria dos casos habituais.

Em função do tipo de peça da alvenaria, sua argamassa e possível revestimento de proteção, a norma estabelece uma relação entre espessura da alvenaria e resistência ao fogo (critério R) que se comporta. Para isso definem-se numerosas tabelas que não se reproduzem neste documento.

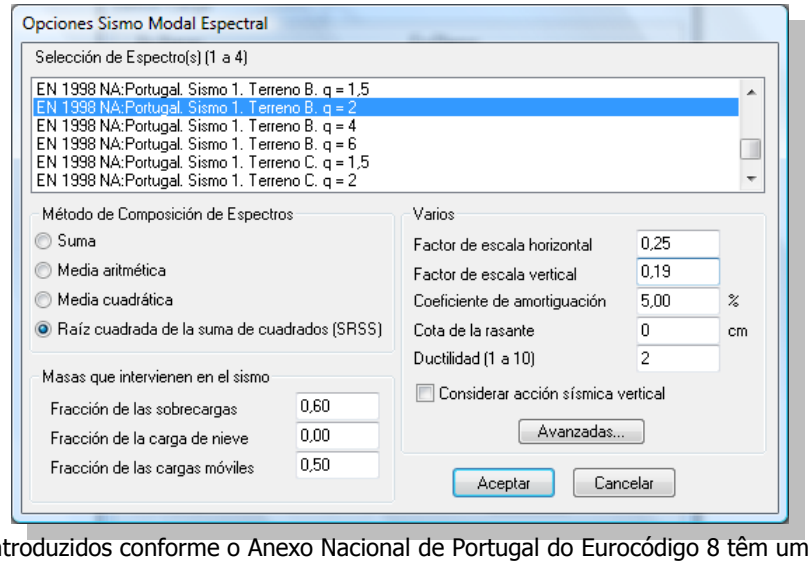
EC8 Eurocódigo 8: Espectros para sismo genérico de acordo com NP EN 1998-1:2010 + NA

O Anexo Nacional de Portugal do Eurocódigo 8 modifica os espectros de cálculo relativamente aos estabelecidos na EN 1998-1:2004, pelo que é necessário utilizar espectros genéricos (que podem ser definidos pelo próprio utilizador). A partir desta revisão, fornecem-se com o programa os espectros de resposta para facilitar este trabalho aos utilizadores.

Para selecionar os espectros de cálculo da NA de Portugal, siga os passos que indicam-se neste artigo.

Em primeiro lugar, deve selecionar o tipo de sismo **Genérico** na função **Ações > Opções...** tal como se indica na figura seguinte.

Em segundo lugar, deve selecionar o espectro adequado para a estrutura, bem como os restantes parâmetros que se fixam na caixa de diálogo **Ações > Definir...**, botão **Sismo Genérico**.



Os espectros introduzidos conforme o Anexo Nacional de Portugal do Eurocódigo 8 têm um nome do tipo **EN 1998 NA:Portugal. Sismo 'x'. Terreno 'y'. q = 'z'**, em que:

Sismo 'x'	Representa o tipo de sismo a considerar, podendo-se escolher entre Sismo 1 e Sismo 2. O sismo tipo 1 corresponde a um sismo com epicentro afastado na zona Atlântica e que corresponde aproximadamente ao sismo tipo 2 do RSA. O sismo tipo 2 corresponde a um sismo com epicentro perto situado no território continental de Portugal e que corresponde ao sismo tipo 1 do RSA. Existe um sismo tipo 2 específico para edifícios situados nos Açores, não contemplado nos espectros fornecidos com o programa.
Terreno 'y'	Representa o tipo de terreno, podendo-se escolher entre os tipos A, B, C, D ou E. Ver o artigo **Eurocódigos Estruturais > Eurocódigo 8 > Tipos de terreno** do Manual de Normas para mais informação.
q = 'z'	q é o fator de comportamento da estrutura, ou seja, a sua ductilidade. Pode valer entre 1,5 e 6 e depende, entre outras coisas, da tipologia estrutural resistente ao sismo, da sua regularidade em planta e altura e da classe de ductilidade requerida. Os espectros incluídos estão tabelados para os valores 1.5, 2, 4 e 6. O valor 1,5 corresponde a uma classe de ductilidade baixa (DCL); os valores 2 e 4 a uma classe de ductilidade média (DCM) e o valor 6 a uma classe de ductilidade alta (DCH). Ver o artigo **Eurocódigos Estruturais > Eurocódigo 8 > Critérios construtivos adotados pela EN 1998-1** do Manual de Normas para mais informação.

No grupo **Massas que intervêm no sismo**, devem utilizar-se os seguintes valores:

Fração das sobrecargas: $\varphi \cdot \psi_{2,1}$

Fração da ação da Neve: $\varphi \cdot \psi_{2,22}$

Fração das ações Móveis: $\varphi \cdot \psi_{2,11}$

Sendo

$\psi_{2,i}$	coeficiente de ação quase permanente, de acordo com a EN 1990:2002, correspondente à hipótese i (caso se utilizem combinações explícitas, as hipóteses de carga permanente, peso próprio, sobrecargas e neve podem variar relativamente às aqui indicadas);

φ	o anexo nacional português não indica nada, pelo que podem utilizar-se os valores da tabela 4.2 (as categorias vêm definidas na EN 1991-1-1:2002);

Tabela 4.2: Valores de φ para calcular $\psi_{E,i}$

Tipo de ação variável	Pisos	φ
Categorias A a C	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupação correlacionada	0,8
	Pisos com ocupação independente	0,5
Categorias D a F e Arquivos		1,0

Dentro do grupo **Vários** podem-se definir, entre outros, os seguintes parâmetros:

Fator de escala horizontal	ver o artigo seguinte;
Fator de escala vertical	ver o artigo seguinte;
Coeficiente de amortecimento	O valor apropriado para a EN 1998 é de 5,00 %;
Ductilidade	O valor de ductilidade corresponde o fator de comportamento **q** definido na EN 1998. Este valor só se utiliza para obter os deslocamentos modais, as reações modais e a distorção dos pilares.

Fator de escala horizontal e vertical

Na casa **Fator de escala horizontal** deve introduzir-se o valor de F_H dado pela expressão

$F_H = a_g \cdot S / g$

$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$

$a_g \leq 1\ m/s^2$ ➔ $S = S_{max}$

$1\ m/s^2 < a_g < 4\ m/s^2$ ➔ $S = S_{max} - (S_{max} - 1) \cdot (a_g - 1) / 3$

$a_g \geq 4\ m/s^2$ ➔ $S = 1{,}0$

$g = 9{,}80665\ m/s^2$

Sendo:

a_g	aceleração sísmica de cálculo para a superfície de um terreno tipo A, em m/s^2;
a_{gR}	aceleração sísmica de referência, em m/s^2, função do tipo de sismo e da zona sísmica, de acordo com a tabela NA.I do Anexo Nacional de Portugal ou do Anexo NA.II do referido Anexo Nacional;
S	fator de solo, calculado de acordo com as expressões indicadas provenientes do Anexo Nacional de Portugal;
S_{max}	valor máximo de S, indicado nas tabelas NA – 3.2 e NA – 3.3 do Anexo Nacional de Portugal;
γ_I	coeficiente de importância, definido na tabela NA.II do Anexo Nacional de Portugal;

Tabela NA.I

Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
Zona	a_{gR} (m/s^2)	Zona	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0

1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2,5	0,8
1.6	0,35	-	-

Tabelas NA – 3.2 e NA – 3.3 (extrato)

Tipo Terreno	S_{max}
A	1,0
B	1,35
C	1,6
D	2,0
E	1,8

Tabela NA.II (extrato)

Classe de Importância	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
I	0,65	0,75
II	1,00	1,00
III	1,45	1,25
IV	1,95	1,50

No caso do valor do coeficiente de comportamento, **q**, não ser um dos tabulados nos espectros introduzidos (1.5, 2, 4 e 6), pode, de forma simplificada e do lado da segurança, escolher o espectro definido para o valor de **q'** > q mais próximo de **q**, e multiplicar o valor do fator F_H por q' / q > 1.

O espectro para sismo vertical difere do espectro para sismo horizontal, porém não resulta exatamente de uma modificação resultante de multiplicar o primeiro por um fator constante. No entanto, como simplificação, na casa **Fator de escala vertical** pode introduzir-se o valor de F_V dado pela expressão

$F_V = (F_H / S)\cdot(a_{vg} / a_g)\cdot(q / 1,5)$

Onde

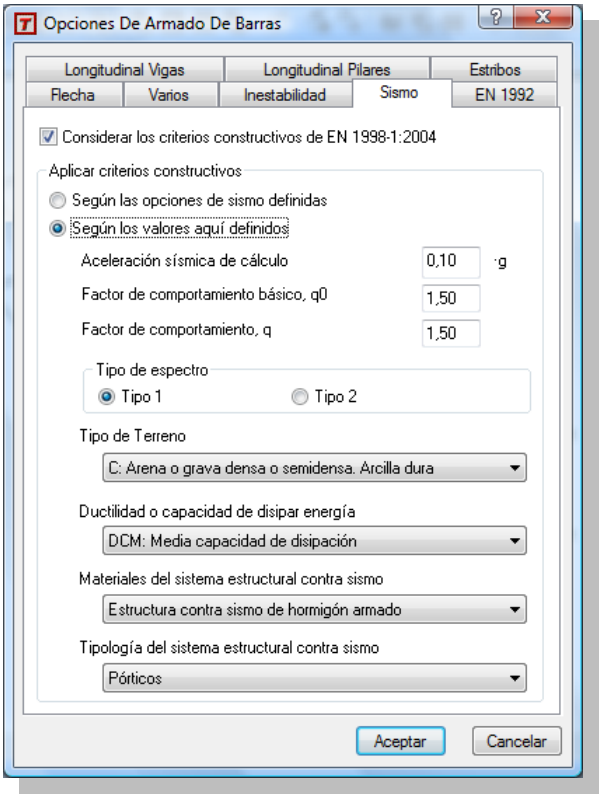
(a_{vg} / a_g)	vem dado pela tabela NA – 3.4 do Anexo Nacional de Portugal

Tabela NA – 3.4 (extrato)

Tipo de Sismo	(a_{vg} / a_g)
1	0,75
2	0,95

Considerações construtivas

Para que as vigas, diagonais e pilares de betão armado considerem os critérios construtivos do artigo 5 da EN 1998-1, deverá, no separador **Sismo** das opções de armadura, selecionar a opção **Consoante os valores aqui definidos**, bem como os valores adequados no resto desta caixa de diálogo.


Opciones De Armado De Barras
Longitudinal Vigas
Longitudinal Pilares
Estribos
Flecha
Varios
Inestabilidad
Sismo
EN 1992
Considerar los criterios constructivos de EN 1998-1:2004
Aplicar criterios constructivos
Según las opciones de sismo definidas
Según los valores aquí definidos
Aceleración sísmica de cálculo
0,10
·g
Factor de comportamiento básico, q0
1,50
Factor de comportamiento, q
1,50
Tipo de espectro
Tipo 1
Tipo 2
Tipo de Terreno
C: Arena o grava densa o semidensa. Arcilla dura
Ductilidad o capacidad de disipar energía
DCM: Media capacidad de disipación
Materiales del sistema estructural contra sismo
Estructura contra sismo de hormigón armado
Tipología del sistema estructural contra sismo
Pórticos
Aceptar
Cancelar

Anexo B

Adaptação às normas do Brasil

Introdução

Neste anexo reúne-se a implementação no programa Tricalc, das diferentes normas em vigor no Brasil. As normas implementadas são:

- **ABNT NBR 6123:1988:** Forças devidas ao vento em edificações.
- **ABNT NBR 6118:2014:** Projeto de estruturas de betão - Procedimento.
- **ABNT NBR 8800:2008:** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e betão de edifícios.
- **ABNT NBR 14762:2010:** Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis enformados a frio.

Importante	O programa Tricalc implementa diversos artigos destas normas e, devendo-se observar que os artigos não referidos neste anexo ou referidos noutras normas ou regulamentos distintos dos especificados, não são considerados pelo programa Tricalc. O utilizador deverá verificar o cumprimento dos respetivos artigos ou normas que se considere de aplicação em cada caso.

Neste artigo utiliza-se a nomenclatura indicada nas referidas normas. Ainda que seja similar à nomenclatura das normas espanholas, não é idêntica.

ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de betão - Procedimento

Estados limites

O programa Tricalc verifica a segurança da estrutura em relação a diferentes estados limites, segundo a NBR-6118 Artigo 10. Os estados limites considerados são:

- Estados limites últimos – ELU (de ruína).

- Estados limites de serviço (ELS). Divide-se por sua vez em:
  - Estado de formação de fendas
  - Estado de fendilhação inaceitável
  - Estado de deformação excessiva

Classificação das ações

O Tricalc classifica as ações em três grupos, segundo a sua variação no tempo, de acordo com a NBR-6118 Cap. 11:

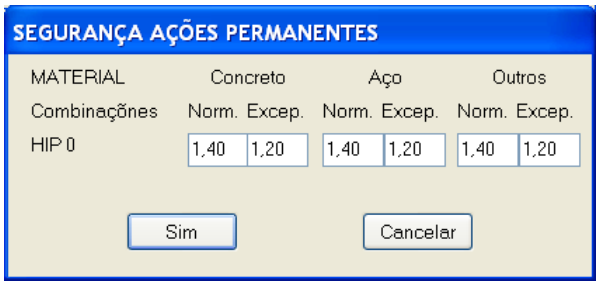
- **Ações Permanentes (G):** Aquelas que assumem valores constantes dentro do período de vida da estrutura, tais como o peso próprio da estrutura, impulsos de terras ou ações de elementos fixos. O programa considera todas as ações introduzidas na hipótese 0 como ações permanentes.

  Tricalc considera as ações introduzidas na hipótese 0 em todas as combinações que realiza.

- **Ações Variáveis (Q):** Aquelas que assumem valores com uma variação significativa respeitante ao seu valor médio durante a vida da estrutura, tais como sobrecargas, ações de vento, ações de sismo, variações de temperatura, neve... O programa permite introduzir as ações variáveis nas seguintes hipóteses de ação:

HIPÓTESES 1, 2, 7, 8, 9 e 10	Sobrecargas ou ações acidentais de utilização.
HIPÓTESES 3,4,25 e 26	Ação do vento.
HIPÓTESES 5, 6 e 24	Ação do sismo.
HIPÓTESES 11 a 20	Sobrecargas móveis de aplicação não simultânea.
HIPÓTESE 21	Ação da temperatura.
HIPÓTESE 22	Ação da neve.

Considera-se que as ações definidas nas hipóteses 1+2, 7+8 e 9+10 são ações não simultâneas, considerando o programa o efeito mais desfavorável de aplicar 1+2 face a 7+8 ou 9+10.



Considera-se que as ações definidas nas hipóteses 3, 4, 25 e 26 são ações não simultâneas, considerando o programa o efeito mais desfavorável de aplicar 3, 4, 25 ou 26, porém nunca de forma conjunta.

Considera-se que as ações definidas nas hipóteses 5, 6 e 24 são ações de aplicação não simultânea, considerando o programa o efeito mais desfavorável de aplicar individualmente 5 ou 6 ou 24, porém não de forma conjunta.

Considera-se que as ações móveis definidas nas hipóteses 11 a 20 inclusive, são ações não simultâneas, considerando o programa o efeito mais desfavorável de aplicar cada uma destas ações isoladamente das outras.

Considera-se que as ações definidas nas hipóteses 21 e 22 são ações cujo efeito se considera simultaneamente com as restantes hipóteses já consideradas.

- **Deslocamentos Impostos (E):** Aquelas ações derivadas de deslocamentos impostos ou assentamentos diferençais. O programa considera todas as ações introduzidas na hipótese 23 como ações devidas a deslocamentos impostos.

  A função **Ações>Opções...** mostra os diferentes tipos de ações que o programa considera. É possível definir **Coeficientes de segurança** para as ações permanentes, para as ações acidentais (variáveis) e para os deslocamentos impostos. Para cada uma das hipóteses de ação, é possível definir dois valores de coeficiente de segurança, dependente do material de cada barra da estrutura: betão, aço ou outro distinto dos anteriores.

  O coeficiente de segurança poderá assumir dois valores, um para as combinações normais e outro para as excecionais. Além disso, considera-se um coeficiente de segurança **favorável** para a ação permanente no estado limite último, com o valor de **1,00**.

  Também é possível definir os coeficientes de simultaneidade (γ_{f2} = ψ_0, ψ_1 ou ψ_2) para as ações acidentais (variáveis) cujos valores habituais vêm na tabela 11.2 da NBR 6118.

Combinações de esforços realizados

Estado limite último

O Tricalc realiza as combinações normais e excecionais referidas no artigo 11.8.2 da NBR-6118:

$$\gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{ag} \cdot F_{agk} + \gamma_q \cdot \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}\right) + \gamma_{aq} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{aqk}$$

$$\gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{ag} \cdot F_{agk} + F_{q1exc} + \gamma_q \cdot \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk} + \gamma_{aq} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{aqk}$$

onde F_{gk} é o esforço devido à ação permanente, F_{qk} é o esforço devido às ações acidentais ou variáveis (utilização, neve, temperatura, vento e móveis), F_{q1exc} é o esforço devido ao sismo, $F_{\varepsilon k}$ é o esforço

permanente indireto, como o devido a deslocamentos impostos (assentamentos) e $\mathbf{F_{\varepsilon q}}$ as ações variáveis indiretas, como a temperatura. Os valores dos coeficientes de majoração podem ser alterados pelo utilizador, se bem que o seu valor por defeito coincide com o estabelecido na tabela 11.1 da NBR 6118.

Extrato da Tabela 11.1. Valor do coeficiente de majoração, $\gamma_{f1}\cdot\gamma_{f3}$.

Combinação de ações	Ações					
	Permanentes		Variáveis		Desloc.	
	Desf.	Fav.	Gerais	Temp.	Desf.	Fav.
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,0
Excecionais	1,2	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0

Tabela 11.2. Valor do coeficiente γ_{f2}.

Ação	γ_{f2}		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios residenciais	0,5	0,4	0,3
Sobrecargas em comércio e edifícios públicos	0,7	0,6	0,4
Sobrecargas em bibliotecas, arquivos, escritórios e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	0,6	0,3	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,3

Estado limite de serviço

O Tricalc realiza as combinações referidas no artigo 5.4.2.2 da NBR-6118:

combinações quase permanentes (CQP)

$$F_{gk} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk}$$

combinações frequentes (CF)

$$F_{gk} + \psi_{1j} \cdot F_{q1k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk}$$

combinações raras (CR)

$$F_{gk} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{qjk}$$

onde $\mathbf{F_{gk}}$ é o esforço devido à ação permanente e $\mathbf{F_{qk}}$ é o esforço devido às ações acidentais ou variáveis (utilização, neve, temperatura, vento, e móveis).

Ação do vento (NBR-6123-1988)

A ação do vento introduz-se de acordo com a norma NBR-6123/1988, **Forças derivadas do vento em edificações**. As anotações utilizadas neste artigo são de acordo com a respetiva norma.

Para o cálculo da ação do vento sobre a estrutura, o programa permite introduzir os seguintes valores, no menu de **"Ações>Definir>Vento"**:

Pressão dinâmica **q**

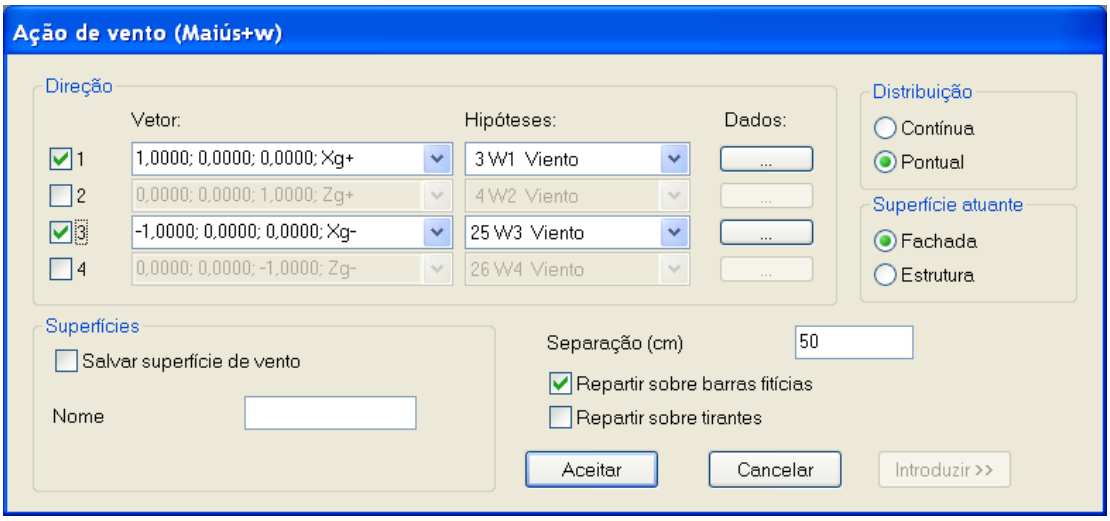
Coeficiente de forma $\mathbf{C_f}$ ($=C_e-C_i$)

Vetor de atuação da força do vento.

Quando se define no grupo **Superfície Atuante** a opção **Fachada**, o programa calcula a pressão sobre a superfície definida segundo a fórmula:

$$F = C_f \cdot q \cdot A$$

onde **A** é a área definida.



Quando se define no grupo **Superfície Atuante** a opção **Estrutura**, o programa calcula a pressão sobre as barras da estrutura selecionadas, segundo a fórmula:

$$F_x = C_x \cdot q \cdot l \cdot c_\alpha$$

$$F_y = C_y \cdot q \cdot l \cdot c_\alpha$$

onde cada um dos termos tem os valores expressos na NBR-6123/1988 Art. 7.2.

O programa considera a forma da secção e a orientação dos seus eixos principais para obter, de acordo com a tabela **12 (NBR-6123)**, o valor dos coeficientes de força para cada perfil. Quando o ângulo entre a direção de vento e o eixo X da secção está entre alguns dos valores da tabela **12**, o programa realiza uma interpolação linear entre os respetivos valores limites.

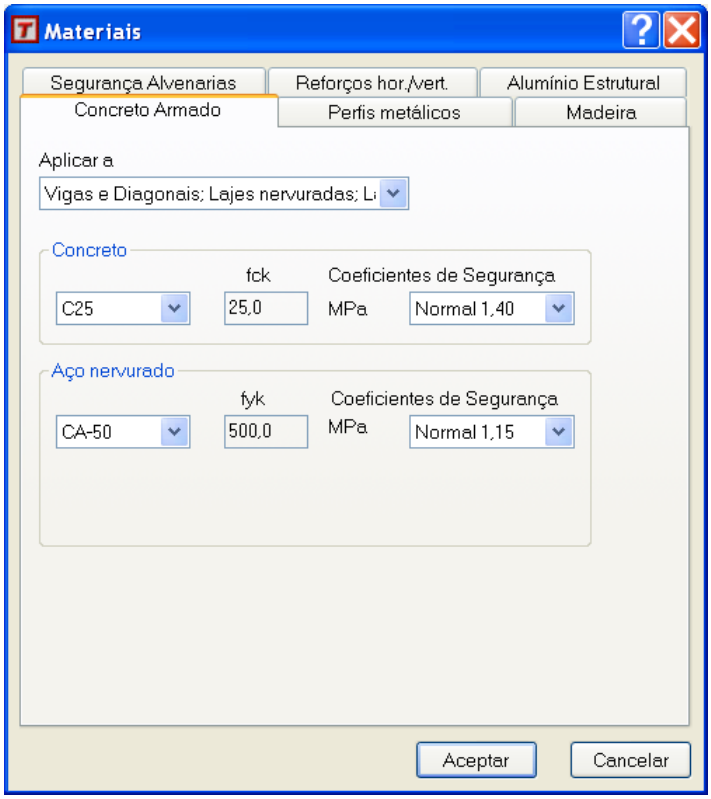
Ação do sismo

Dada a inexistência de um regulamento específico sobre a aplicação da ação sísmica no Brasil, o Tricalc utiliza, neste caso, as normas espanholas (PDS-1/74 no caso da ação sísmica por métodos estáticos e NCSE-94 / NCSE-02 para a ação sísmica por métodos dinâmicos) com as seguintes salvaguardas:

O coeficiente de contribuição é fixo e tem o valor 1,0.

Não se levam em conta as prescrições construtivas da NCSE-94.

Materiais e suas propriedades



Tipos e classes de betões

O Tricalc permite utilizar os tipos de betão recomendados pelo NBR 6118:2014, sendo $\mathbf{f_{ck}}$ a resistência característica a compressão em provete cilíndrico:

Grupo	Classe	f_{ck} (MPa)
I	C15	15
	C20	20
	C25	25
	C30	30
	C35	35
	C40	40
	C45	45
	C50	50
II	C55	55
	C60	60
	C65	65
	C70	70

	C75	75
	C80	80
	C85	85
	C90	90

Também é possível utilizar betões de outras resistências diferentes das especificadas anteriormente.

Para betão armado, a classe mínima é a C20; para betão pré-esforçado, a classe mínima é a C25 e para fundações e obras provisórias, a classe mínima é a C15.

Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

O Tricalc utiliza as fórmulas de cálculo referidas na NBR-6118:2014 Art. 8.2.8 (dados em MPa, para granito e gnaisse):

Grupo I → $E_{ci} = 5600\, f_{ck}^{1/2}$

Grupo II → $E_{ci} = 21500 \cdot (1{,}25 + f_{ck}/10)^{1/3}$

$E_{cs} = \alpha_i \, E_{ci}$

$\alpha_i = 0.8 + 0{,}2 \cdot f_{ck} / 80 \leq 1$

sendo E_{ci} o módulo de elasticidade tangente (ou inicial), e E_{cs} é módulo de elasticidade secante, para cálculo de esforços elásticos e E.L.S. Ambas expressões são válidas substituindo f_{ck} por f_{ckj} para idades de 7 dias em diante.

O coeficiente de Poisson definido por defeito nas bases de perfis de betão tem o valor de 0,2; que coincide com o indicado no artigo 8.2.9 da NBR 6118:2014.

Resistência de cálculo do betão

O Tricalc utiliza as fórmulas de cálculo de $\mathbf{f_{cd}}$ referidas na NBR-6118:2003 Art. 12.3.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

No artigo 12.4 da NBR 6118:2014 apresentam-se valores distintos de γ_c para as combinações normais, especiais ou de construção e excecionais, o programa só permite um valor, que é o correspondente às combinações normais. Se for possível definir um nível de controlo intenso (para elementos pré-fabricados), normal ou reduzido (quando existem condições desfavoráveis de transporte, execução ou controlo) de forma que o coeficiente de minoração do betão varia como indicado:

Coef. Segurança	
Intenso	1,30
Normal	1,40
Reduzido	1.4·1,1 = 1,54

Resistência à tração do betão

O Tricalc considera os seguintes valores característicos e de cálculo de resistência à tração, de acordo com a NBR-6118:2014 Art. 8.2.5 (valores em MPa):

$f_{ct} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$ *ou* $0{,}7 \cdot f_{ct,f}$

Grupo I → $f_{ct,m} = 0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

Grupo II → $f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln (1 + 0,11 \cdot f_{ck})$

$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$

$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m}$

sendo

$f_{ct,sp}$	resistência à tração indireta
$f_{ct,f}$	resistência à tração em flexão
f_{ct}	resistência à tração direta
$f_{ct,m}$	resistência média à tração
$f_{ctk,sup}$, $f_{ctk,inf}$	resistência característica à tração superior e inferior
f_{ck}	resistência característica à compressão

As expressões anteriores são também válidas para outras idades substituindo f_{ck} por f_{ckj} sempre que $f_{ckj} \geq 7$ MPa.

Relações tensão-deformação e domínios de deformação

O Tricalc considera os domínios de deformação indicados na NBR-6118:2014 Art. 17.2.2 (figura 17.1). Mesmo assim utiliza-se o diagrama de tensão-deformação do betão, tipo parábola retângulo com tensão de pico $0,85 \cdot f_{cd}$; que pode substituir-se por um retangular de profundidade $\lambda \cdot \mathbf{x}$ (sendo **x** a profundidade da fibra neutra) e de tensão de pico:

- $\alpha_c \cdot f_{cd}$ se a largura da secção não diminui desde a fibra neutra até ao bordo comprimido;
- $0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}$ em caso contrário.

$f_{ck} \leq 50$ MPa → $\lambda = 0,8$

→ $\alpha_c = 0,85$

$f_{ck} > 50$ MPa → $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$

→ $\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50) / 200]$

O diagrama de tensão – deformação utilizado do aço é de tipo bilinear, de acordo com a figura 8.4 (artigo 8.3.6 da NBR 6118:2014); tanto para aço com ou sem patamar de escoamento. O ramo elástico tem pendente E_{cs} = 210 GPa e o ramo plástico é horizontal.

Tipos de armaduras utilizadas

Segundo o artigo 8.3 da NBR 6118:2003, podem-se utilizar os seguintes aços para armaduras passivas:

Categoria	f_{yk} (MPa)	Ductilidade	Superfície	η_b	η_1
CA-25	250	Alta	Lisa	1,0	1,0
CA-50	500	Alta	Alta aderência	≥ 1,5	2,25
CA-60	600	Normal	Entalhada	1,2	1,4

O Tricalc permite utilizar os tipos de aço CA-50 e CA-60, mas não CA-25.

Também é possível utilizar aços com resistências diferentes das especificadas anteriormente.

Resistência de cálculo do aço

O Tricalc utiliza as fórmulas de cálculo de $\mathbf{f_{yd}}$ referidas na NBR-6118:2014 Art. 12.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Apesar do artigo 12.4 da NBR 6118:2014 apresentar valores diferentes de γ_s para as combinações normais, especiais ou de construção e excecionais, o programa só permite um valor, que é o correspondente às combinações normais. Se é possível definir um nível de controlo normal ou reduzido (para obras de pequena importância ou se utiliza aço CA-25 sem controlo de qualidade segundo ABNT NBR 7480) de forma que o coeficiente de minoração do aço varia conforme a tabela:

Coef. Segurança	Ambiente normal
Normal	1,15
Reduzido	1,15·1,1 = 1,27

Flexão

Considera-se de forma opcional uma redistribuição de momentos (plastificação) para que se reduzam os momentos negativos sobre os apoios para um valor máximo de acordo com NBR 6118:2014 Art. 14.6.4 no caso de vigas e 14.7.3 no caso de lajes.

No caso de vigas, para poder realizar a redistribuição, de forma que o momento no apoio, *M*, passe a ser $\delta \cdot M$, deve cumprir-se:

- Para betão de $f_{ck} \leq 50$ MPa:

  $x/d \leq 0{,}45$

  $\delta \geq 0{,}44 + 1{,}25 \cdot x/d$

- Para betão de $f_{ck} > 50$ MPa:

  $x/d \leq 0{,}35$ *(para ELU e momento M)*

  $\delta \geq 0{,}56 + 1{,}25 \cdot x/d$

- Também, $\delta \geq 0{,}90$ para estruturas de nós móveis e $\delta \geq 0{,}75$ para estruturas de nós fixos.

No caso de lajes, para poder realizar a redistribuição, de forma que o momento no apoio, *M*, passe a ser $\delta \cdot M$, deve cumprir-se:

- Para betão de $f_{ck} \leq 50$ MPa: $\delta \geq 0{,}44 + 1{,}25 \cdot x/d \geq 0{,}75$
- Para betão de $f_{ck} > 50$ MPa: $\delta \geq 0{,}56 + 1{,}25 \cdot x/d \geq 0{,}75$

A translação (deslocamento horizontal do diagrama de momentos para o cálculo da armadura) fixa-se no valor máximo indicado pelo artigo 17.4.2 da NBR-6118:2014: 1,0·d.

Compressão - encurvadura

O Tricalc permite ativar ou desativar a comprovação à encurvadura dos pilares da estrutura. O programa permite ao utilizador definir se a estrutura é de nós fixos ou de nós móveis. Ambas as considerações podem ser independentes para cada pilar e para cada eixo principal do pilar.

De acordo com o artigo 15.4 da NBR 6118:2014, devem estudar-se os efeitos globais de 2ª ordem (ao nível de estrutura), os efeitos locais (ao nível de barra) e os efeitos localizados (ao nível de secção: curvatura ou empenamento da secção). As estruturas classificam-se em estruturas de nós fixos (aquelas em que a consideração dos esforços derivados da estrutura deformada supõem aumentos de esforços menores que 10%) e estruturas de nós móveis.

Nas estruturas de nós fixos não é necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem. Nas estruturas de nós móveis é necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem, apesar da sua consideração poder substituir-se pela aplicação de um coeficiente de amplificação das ações horizontais de valor **0,95·γ_z**, sempre que **$\gamma_z \leq$ 1,3**, com:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_i \cdot \delta_i}{\sum F_{Hi} \cdot H_i}}$$

sendo

F_{Hi}	resultante das forças (cargas) horizontais do piso **i**;
H_i	altura do piso **i** em relação à base da estrutura;
N_i	resultante das forças (cargas) verticais do piso **i**;
δ_i	deslocamento horizontal do piso **i** calculado em primeira ordem.

A esbelteza e o comprimento da encurvadura ℓ_e calculam-se de acordo com as recomendações da NBR-6118:2014 Art. 15.6 e 15.7:

$$\ell_e = mín\ (\ell_o + h;\ \ell)$$

Para pilares encastrados na base e livres em cima:

$$\ell_e = 2 \cdot \ell$$

sendo

ℓ_o	altura efetiva do pilar (a faces interiores de elementos que unem ao pilar);
h	dimensão da secção do pilar paralela ao plano em estudo;
ℓ	distância entre eixos de elementos a que une o pilar.

Para a determinação dos parâmetros de rigidez relativos a cada extremo do pilar, considera-se a relação entre a rigidez dos pilares e das vigas que concorrem em cada nó.

A comprovação da encurvadura local realiza-se de acordo com o artigo "15.8 Análise de elementos isolados" e "15.8.3.3.2 Método da coluna modelo com curvatura aproximada" da NBR 6118:2014, que são válidos para $\lambda \leq 90$. De acordo com isso, pode-se não ter em conta esta análise se $\lambda < \lambda_1$, sendo:

$$\lambda = \ell_e / \ell$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12{,}5 \cdot e_1 / h}{\alpha_b}; \quad 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

onde

α_b	Para pilares sem carga transversal, $1{,}0 \geq \alpha_b = 0{,}60 + 0{,}40 \cdot (M_B / M_A) \geq 0{,}40$;
	Para pilares com carga transversal, $\alpha_b = 1{,}0$;
	Para pilares em consola, $1{,}0 \geq \alpha_b = 0{,}80 + 0{,}20 \cdot (M_C / M_D) \geq 0{,}85$;
	Para pilares com excentricidade menor que a mínima, $\alpha_b = 1{,}0$;
e_1 / h	excentricidade relativa de primeira ordem;
h	dimensão da secção paralela ao plano em estudo;
M_A, M_B	momentos de primeira ordem em ambos os extremos do pilar, de forma que $\lvert M_A \rvert \geq \lvert M_B \rvert$;
M_C	momento de primeira ordem em metade do pilar em consola;

M_D	momento de primeira ordem no encastramento do piar.

O momento de dimensionamento para a comprovação de encurvadura será:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0{,}005}{h \cdot (\nu + 0{,}5)} \leq \frac{0{,}005}{h}$$

$\nu = N_{Sd} / (A_c \cdot f_{cd})$

onde

h	dimensão da secção paralela ao plano em estudo;
$M_{1d,A}$	momento M_A (ou M_D) majorado mas não menor do que resulta de aplicar a excentricidade mínima: $N_d \cdot (0{,}015 + 0{,}03 \cdot h)$;

Se $\lambda > 90$, deve ter-se em conta a fluência de acordo com o artigo 15.8.4 da NBR 6118:2003. Basta considerar uma excentricidade adicional e_{cc} a adicionar à de primeira ordem, e_1, de valor:

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right) \left(e^{\frac{\varphi \cdot N_{Sg}}{N_e - N_{Sg}}} - 1 \right)$$

$$N_e = \frac{10 \cdot E_{ci} \cdot I_c}{l_e^2}$$

onde

e_a	excentricidade devida a imperfeições locais (excentricidade mínima);
M_{Sg},N_{Sg}	esforços solicitantes correspondentes à combinação quase permanente;
φ	coeficiente de fluência (artigo 8.2.11: Para o Tricalc, t_0 = 30 dias, umidade média ambiente = 55%);
E_{ci}	módulo de elasticidade tangente:
I_c	momento de inércia da secção de betão;
ℓ_e	comprimento equivalente ou de encurvadura.

De qualquer modo, apesar de não se considerar a encurvadura, ter-se-á em conta a excentricidade mínima indicada no artigo 11.3.3.4 da NBR 6118:2014, de valor (dimensões em m):

$0{,}015 + 0{,}03 \cdot h$

Torção

O Tricalc calcula a armadura para o esforço de torção verificando as seguintes comprovações, de acordo com artigo 17.5.1 da NBR-6118:2014.

Estabelece-se como secção oca eficaz uma secção oca de espessura de parede (não maior do que a espessura real se a secção é oca) de valor

$h_e \leq A / u$

$h_e \geq 2 \cdot c_1$

sendo

A	área da secção cheia;
u	perímetro da secção;
c_1	distância desde o eixo das armaduras longitudinais e o bordo da peça.

Devem-se cumprir então as seguintes comprovações:

$T_{Sd} \leq T_{Rd,2}$ *(esgotamento por compressão oblíqua do betão)*

$T_{Sd} \leq T_{Rd,3}$ *(esgotamento por tração da armadura transversal)*

$T_{Sd} \leq T_{Rd,4}$ *(esgotamento por tração da armadura longitudinal)*

Os valores resistentes da secção são:

$T_{Rd2} = 0{,}50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \text{sen } 2\theta$

$T_{Rd3} = (A_{90} / s) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \text{cotg } \theta$

$T_{Rd4} = (A_{sl} / u_e) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \text{tg } \theta$

sendo

α_{v2}	$= 1 - f_{ck} / 250$, com f_{ck} em MPa;
θ	ângulo das bielas de betão: toma-se $\theta = 45º$;
A_e	área encerrada pela linha média da secção oca eficaz (incluindo a abertura);
f_{ywd}	limite elástico de cálculo das armaduras transversais, não maior que 435 MPa;
A_{sl}	soma das áreas das armaduras longitudinais;
u_e	perímetro de A_e;

A quantia geométrica da armadura transversal para resistir à torsão cumprirá

$\rho_{sl} = \rho_{sw} = A_{sw} / (b_w \cdot s) \geq 0{,}2 \cdot f_{ctm} / f_{ywk}$

Esforço transverso

O Tricalc calcula a armadura para o esforço transverso de elementos lineares através estribos ortogonais à diretriz da peça e verificando as seguintes comprovações, de acordo com o artigo 17.4.2 da NBR-6118:2014.

Todos os elementos lineares (salvo os indicados de seguida) terão armadura transversal na quantia de

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha} \geq 0{,}2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}$$

sendo

A_{sw}	área da armadura de estribos;
s	separação entre estribos medidos na direção da barra;
α	ângulo entre estribo e diretriz da barra, sendo $45º \leq \alpha \leq 90º$;

b_w	largura mínima da alma;
f_{ywk}	limite elástico característico do aço dos estribos;
$f_{ct,m}$	de acordo com 8.2.5.

A Norma estabelece, entre outras, as seguintes exceções, que por sua vez devem ter uma armadura transversal mínimo de acordo com o estabelecido no artigo 18 da NBR 6118:2014.

- se $b_w > 5 \cdot d$, o transverso deve estudar-se como em lajes, de acordo com 19.4;
- as nervuras das lajes fungiformes aligeiradas, em geral, também podem estudar-se ao transverso como as lajes segundo 19.4;
- em elementos comprimidos em que se cumpra simultaneamente que em nenhum ponto se ultrapasse a tensão f_{ctk} e que $V_{Sd} \leq V_c$. No programa não se utiliza este caso para pilares, senão o caso geral.

Para verificar a resistência da secção ao transverso, deve cumprir-se que:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$
$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Para a segunda equação tem-se em conta as reduções indicadas para ações próximas aos apoios: não se considera o transverso produzido por ações situadas a menos de **d/2** da face do apoio direto.

A resistência da secção ao transverso, para o modelo de bielas a 45º (que é o utilizado pelo programa), é:

$$V_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$
$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa}$$
$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0{,}9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen } \alpha + \cos \alpha)$$
$$V_{c0} = 0{,}6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$
$$f_{ctd} = f_{ck,inf} / \gamma_c$$

No caso das lajes maciças, nervuras de lajes fungiformes aligeiradas e vigas de largura $\mathbf{b_w > 5 \cdot d}$, o transverso estuda-se de acordo com o artigo 19.4 da NBR 6118:2014. Assim, em lajes maciças e lajes fungiformes aligeiradas pode prescindir-se da armadura transversal, se for cumprido que

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$
$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_1) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

onde

τ_{Rd}	$= 0{,}25 \cdot f_{ctd} = 0{,}25 \cdot f_{ctk,inf} / \gamma_c$
ρ_1	$= A_{s1} / (b_w \cdot d)$
σ_{cp}	$= N_{Sd} / A_c$
k	= 1, se a armadura que chega aos apoios é menos de 50% da máxima do vão (que é o caso que considera o programa);
	$= 1{,}6 - d \geq 1$, com *d* em metros, em caso contrário;
A_{s1}	área da armadura de tração efetivamente ancorada e decalada na secção de estudo;
N_{Sd}	axial, > 0 se é compressão.

Se a condição anterior não se cumpre, será necessário dispor de armadura transversal, para o que são de aplicação os critérios expostos para vigas, mas limitando a tensão de trabalho da armadura transversal a (interpolando linearmente nos casos intermédios):

- 250 MPa para lajes de até 15 cm de espessura;
- 435 MPa (= f_{ywd}) para lajes desde 35 cm de espessura.

Solicitações combinadas

No caso de flexão e torsão combinadas, a armadura longitudinal tracionada deve ser soma da devida a flexão e a torsão. Na zona comprimida pela flexão, o betão não deve superar *0,85·f_{cd}* como tensão principal de compressão. Para o seu cálculo soma-se (vectorialmente) a compressão devida à flexo compressão (como estado plano de tensões) e a tensão tangencial devida à torsão ($\tau_{td} = T_d / 2 \cdot A_e \cdot h_e$).

No caso de torsão e transverso, a armadura transversal será a soma da devida ao transverso e torsão. Devendo cumprir-se

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd\,2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd\,2}} \leq 1$$

Punçoamento

Contemplam-se as especificações do artigo 19.5 da NBR-6118:2014 sobre o punçoamento. Para isso, estabelecem-se os seguintes perímetros críticos:

- perímetro *C*, de comprimento u_0, como contorno do pilar (incluídas as concavidades): Se comprova o esgotamento do betão por compressão oblíqua da alma;
- perímetro *C'*, de comprimento *u*, situado de *2·d* da face do pilar, convexo e redondeado: se comprova se necessita de armadura de punçoamento por tração da alma;
- perímetro *C''*, situado a *2·d* por fora da possível armadura de punçoamento: se comprova que não se necessita armadura por transverso.

Para calcular a tensão tangencial nos perímetros C e C', utiliza-se a expressão

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{Sd}}{W_p \cdot d}$$

sendo

d	altura útil médio ao longo do perímetro (C ou C') considerado;
u	comprimento do perímetro crítico considerado;
F_{Sd}	força ou reação de punçoamento;
M_{Sd}	momento solicitante de punçoamento;
K	constante que se pode obter da tabela 19.2 da NBR 6118:2014 que depende das dimensões do pilar paralela e perpendicular ao eixo do momento existente;
W_p	é o momento estático do perímetro crítico considerado em relação ao eixo do momento.

No caso de pilares de fachada e esquina, o perímetro crítico substitui-se por um perímetro crítico eficaz, no qual se elimina a parte do mesmo que fica por fora da laje e nas proximidades do bordo da laje. Também o momento solicitante, **M_{Sd}**, calcula-se em relação ao baricentro desse perímetro crítico reduzido.

Se existem aberturas (ou bordos da laje) que distem menos de **8·d** do bordo do pilar, elimina-se a parte dos perímetros críticos que lhes corresponda.

As tensões resistentes calculam-se como se indica:

- No perímetro C de comprimento u_0:

$$\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2} = 0{,}27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd}$$

sendo $\alpha_v = 1 - f_{ck} / 250$, com f_{ck} em MPa.

- No perímetro C', sem armadura de punçoamento:

$$\tau_{Sd} \le \tau_{Rd1} = 0{,}13 \cdot [1 + (20 / d)^{1/2}] \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{0{,}5}$$

sendo ρ_x, ρ_y a quantia da armadura de tração em ambas direções na zona carregada + $3 \cdot d$ de cada lado.

- No perímetro C', com armadura de punçoamento:

$$\tau_{Sd} \le \tau_{Rd3} = 0{,}10 \cdot [1 + (20 / d)^{1/2}] \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1{,}5 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot sen\ \alpha / (s_r \cdot u)$$

sendo

s_r	distância radial entre estribos, devendo-se cumprir que $s_r \le 0{,}75 \cdot d$;
A_{sw}	área de armadura transversal de um perímetro de estribos paralelo a *C'*;
α	ângulo da armadura de punçoamento com a laje (no programa, $\alpha = 90º$);
u	comprimento do perímetro crítico (ou do perímetro crítico reduzido);
f_{ywd}	resistência da armadura de punçoamento.

Deve haver pelo menos 3 linhas concêntricas de armadura de punçoamento, separadas não mais de $0{,}75 \cdot d$ e com a primeira linha a não mais de $0{,}5 \cdot d$ da face do pilar.

- No perímetro *C''*, não deve ser necessária armadura de transverso. Ou seja, $\tau_{Sd} \le \tau_{Rd1}$.

Verificação da segurança: estados limites utilização

O Tricalc considera as combinações das ações referidas na NBR-6118 para os estados limites de utilização.

Fendilhação

O Tricalc permite ao utilizador definir o valor máximo da fenda a comprovar segundo os limites da NBR-6118:2014 Art. 13.4, segundo a agressividade do ambiente, definida no artigo 6.4. estes limites, para betão armado, são:

Ambiente (CAA)	limite de fissuração	Combinação de ações
I	ELS-W $w_k \le 0{,}4$ mm	frequente
II e III	ELS-W $w_k \le 0{,}3$ mm	
IV	ELS-W $w_k \le 0{,}2$ mm	

O programa realiza a comprovação da fendilhação segundo as diretrizes do artigo 17.3.3 da NBR 6118:2014, devendo-se cumprir que a fenda obtida, seja a menor da obtida pelas seguintes expressões, não supere a máxima admissível:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12{,}5 \cdot \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12{,}5 \cdot \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

onde

A_{cri}	área de betão que protege o varão ϕ_i, de extensão não maior que $15 \cdot \phi_i$ a cada lado do centro do varão i;
E_{si}	módulo de elasticidade do varão ϕ_i;
ϕ_i	diâmetro do varão i;
ρ_{ri}	quantia de armadura: área do varão i dividida pelo seu correspondente A_{cri};
σ_{si}	tensão de tração da armadura i, calculada em estado II;
η_1	ver o artigo "Tipos de armaduras utilizadas";

Deformação

O Tricalc permite ao utilizador definir o valor máximo da flecha a comprovar em cada elemento da estrutura, segundo os limites da NBR-6118:2014 Art. 13.3

A determinação de deformações realiza-se tendo em conta o comportamento do betão em fase fendilhada e em fase não fendilhada, segundo o momento atuante, seja maior ou menor que o momento de fendilhação, de acordo com o artigo 17.3.2 da NBR 6118:2014.

Para mais informações sobre a formulação do cálculo de deformações, deve-se consultar o artigo correspondente do manual de instruções.

Disposições construtivas

Distâncias e recobrimentos

O Tricalc permite ao utilizador definir nas caixas de opções diferentes valores do tamanho máximo do inerte (granulometria) e dos recobrimentos, a fim de cumprir os valores referidos na NBR-6118:2014 sobre distâncias mínimas entre varões.

A separação mínima entre varões considera-se maior ou igual a 2 centímetros, ou a 1,2 vezes o diâmetro máximo do inerte ou o diâmetro da barra, aplicando-se sempre o maior.

O Tricalc não considera grupos de varões.

Amarração de armaduras

O Tricalc calcula os comprimentos de amarração de armaduras segundo a NBR-6118:2014 Art. 9.4.2 e 9.3.2. Utilizam-se amarrações em prolongamento reto e em patilha, porém não se utiliza nem gancho nem em laço.

A fórmula utilizada para o cálculo do comprimento da amarração é:

$$l_b = l_{b1} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$$

$$l_{b1} = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$

onde

f_{ctd}	$= f_{ctk,inf} / \gamma_c = 0,7 \cdot f_{ct,m} / \gamma_c$;
η_1	= 2,25 para CA-50;
	= 1,40 para CA-60;
η_2	= 1,0 para boa aderência;
	= 0,7 para má aderência;
η_3	= 1,0 para $\phi \leq 32$ mm;
α	= 1,0 para varões retos;
	= 0,7 para barras tracionadas com largura e com recobrimento lateral $\geq 3\phi$

A diminuição do comprimento da amarração em função do quociente entre a área de aço requerida e a secção da armadura realmente adotada, obtém-se ativando a opção **Amarração Reduzida** da caixa de opções de armadura, com a limitação de $\ell_{b,min}$ igual ao máximo entre **0.3·ℓ_b,** além de **100 mm** e **10·d.**

Considera-se a situação de **boa aderência** para varões de aço inclinados entre 45 e 90 graus ou situados na face inferior das vigas. Todas as demais situações não são de **boa aderência**.

Emendas por traspasse

O Tricalc considera metade do comprimento da amarração necessário colocado em cada lado do ponto onde se produz a emenda. Segundo a NBR-6118:2014 Art. 9.5.2.2, o comprimento de emenda calcula-se com base na seguinte expressão:

$$\ell_{0t} = \alpha_{0t} \cdot \ell_{b,nec} \geq \ell_{0t,min}$$

onde α_{0t} é função da percentagem do varão sobreposto em tração na mesma secção e que em Tricalc toma o valor de **2,0** (correspondente ao caso de mais de 50% dos varões sobrepostos) se a barra é de cálculo e valor **1,0** se é uma barra de montagem não resistente. O valor de $\ell_{0t,min}$ é o máximo entre **0,3·α_{0t}·ℓ_b**, **15·ø** e **200 mm**.

Vigas

Considera-se como comprimento de cada elemento a distância entre os seus nós inicial e final. Quando se ativar a opção **"Cálculo segundo os eixos geométricos das barras"**, o comprimento de cálculo de cada elemento calcula-se segundo o especificado no artigo 5 do manual. O critério utilizado é o definido na norma espanhola EH-91, que é praticamente idêntico ao indicado no artigo 14.6.2 da NBR-6118:2014.

Na NBR-6118:2014 Art. 14.6.2.2 limita-se a largura eficaz do banzo das vigas em T; o programa adota o valor da largura existente na base de dados.

Consideram-se os limites da armadura longitudinal mínima de tração estabelecidos na NBR-6118:2014 Art. 17.3.5.2:

- A quantia geométrica mínima de tração é: $\rho_{min} = A_{s,min} / A_c = 0,15\%$
- A quantia mecânica mínima de tração deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir (W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada):

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,sup}$$

O Tricalc calcula os comprimentos das armaduras de tração, a partir do diagrama de momentos fletores, fazendo uma translação igual a **d**, sendo **d** a altura útil da secção. Adota-se sempre o valor **d**, não se diminuindo este valor, mesmo nos casos permitidos pelo artigo 17.3.5.2 da NBR-6118:2014.

O programa prolonga a armadura inferior, necessária à tração no vão, até aos apoios, segundo a NBR-6118:2014 Art. 18.3.2. Em vigas coloca-se **1/3** da área do vão**.**

Considera-se o valor mínimo da armadura transversal (estribos) da NBR-6118:2014 Art. 18.3.3.

Não se considera a resistência ao esforço transverso através varões inclinados.

A armadura de torção cumpre as limitações da NBR-6118:2014 Art. 17.5.1.

O número de ramos de estribos cumpre o artigo 6.3.4.3 da NBR-6118.

Considera-se armadura de alma para viga com altura superiores a 60 cm, NBR-6118:2014 Art. 17.3.5.2, colocando varões que não estejam separados mais que:

- 20 cm.
- Um terço da altura útil

Pilares

Tricalc permite calcular os esforços de seções de pilares de betão sem limitação nas dimensões dos seus lados. No cálculo da armadura e na verificação da geometria, aparecerá uma mensagem de erro caso não se cumpra a limitação do lado mínimo **14 cm** ou área mínima **360 cm²** conforme a NBR-6118:2014 Art. 13.2.3. De acordo com este mesmo artigo, se a dimensão menor da seção, **b**, é menor que **19 cm**, os esforços de dimensionamento em Estado Limite Último multiplicam-se pelo seguinte coeficiente de majoração adicional (com **b** em cm):

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b$$

Tanto o valor deste coeficiente, como os esforços resultantes da sua aplicação, são apresentados na listagem de peritagem e na caixa de retoque de armaduras do pilar, porém não nas listagens ou gráficos de esforços.

Nota: Tricalc não considera este coeficiente de majoração adicional nas paredes resistentes em nenhum caso (pilares – parede)

O valor mínimo da área de armadura longitudinal cumpre a NBR-6118:2014 Art. 17.3.5.3, ou seja, o maior entre o **0.4%** da área da secção do pilar e $\mathbf{0,15 \cdot N_d / f_{yd}}$.

O valor máximo da área da armadura longitudinal cumpre a NBR-6118:2014 Art. 17.3.5.3, ou seja, **4%** da secção do pilar.

No caso de secções retangulares, o número mínimo de varões longitudinais são de quatro, um em cada canto, e para secções circulares de seis varões. O diâmetro mínimo dos varões é de **10mm**.

A separação da armadura transversal (cintas ou estribos) cumpre a NBR-6118:2014 Art. 18.4.3, tomando-se sempre o menor dos seguintes valores: **12** vezes o diâmetro da armadura longitudinal ou a menor dimensão do pilar ou **20 cm** e o seu diâmetro cumprirá que $\emptyset_t \geq \emptyset_l / 4$.

O número de ramos de estribos cumpre o artigo 18.2.4 da NBR-6118:2014.

Lajes

No artigo 13.2.4 da NBR 6118:2014 estabelece-se a altura mínima de lajes maciças para diferentes casos, o qual não é tido em conta pelo programa.

No mesmo artigo indica-se que, em lajes fungiformes aligeiradas, a lâmina de compressão será não menor de 4 cm nem que 1/15 da distância a eixos entre nervuras, e que a largura das nervuras será não menor de 8 cm para permitir armadura de compressão. Ambos os limites são comprovados pelo programa. Também se indica que se a distância entre eixos for maior que 90 cm (ou que 65 cm se a nervura tem uma espessura média maior que 12 cm), as nervuras devem contar com armadura transversal por transverso como se de vigas se tratasse.

De acordo com o artigo 19.3.3 da NBR 6118:2014, a armadura longitudinal de lajes será pelo menos:

Armadura	quantia
Negativos	$\rho_s \geq \rho_{min}$
Negativos de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0{,}67 \cdot \rho_{min}$
Positivos em lajes bidirecionais	$\rho_s \geq 0{,}67 \cdot \rho_{min}$
Positivos em lajes unidirecionais	$\rho_s \geq \rho_{min}$

sendo $\rho_s = A_s / (b_w \cdot h)$ e ρ_{min} a quantia mecânica mínima de vigas.

De acordo com o artigo 21.1 da NBR 6118:2014, o diâmetro das armaduras não será maior de *h/8*, sendo a separação da armadura principal de flexão não maior que $2 \cdot h$ nem que *20 cm*.

Sapatas

Uma sapata é rígida se $v \leq 1{,}5 \cdot h$, sendo v o vão máximo; em caso contrário será flexível. A sua altura será não menor que 20 cm.

Betão em massa

No artigo 24 da NBR 6118:2014 indicam-se os requisitos que devem cumprir os elementos de betão em massa. No programa só podem ser de betão em massa as sapatas isoladas e as sapatas de paredes resistentes. As diferenças com os elementos de betão armado são as seguintes:

- Estabelece-se um coeficiente de minoração do betão um 20% superior ao usado em betão armado.
- Permite-se utilizar a resistência a flexo tração do betão, de valor

  $$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

- Se pode usar um diagrama linear em compressão e retangular em tração com:

  compressão: $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c,lim} = 0{,}0035$; $\sigma_{cRd} = (\varepsilon_c / \varepsilon_{c,lim}) \cdot 0{,}85 \cdot f_{cd}$

  tração: $\varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{ct,lim} = 0{,}00035$; $\sigma_{ctRd} = 0{,}85 \cdot f_{ctd}$

- As tensões tangenciais de transverso cumprem (em elementos de placa, como as sapatas):

  $$\tau_{Rd} \geq \tau_{wd}$$

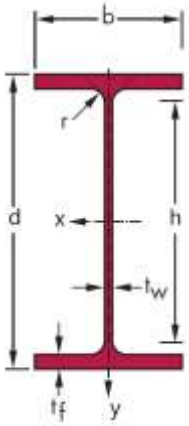
  $$\tau_{Rd} = 0{,}30 \cdot f_{ctd} \leq 1 \text{ MPa}$$

ABNT NBR 8800:2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e betão de edifícios

Introdução

O Tricalc incorpora grande parte das especificações que a ABNT NBR 8800:2008 contempla para o desenho de estruturas metálicas. É importante ler detalhadamente a implementação da ABNT NBR 8800:2008 que o Tricalc adota de modo a que o utilizador possa complementar, os cálculos obtidos com o programa, com outros cálculos suplementares realizados por sua iniciativa, uma vez que o programa não os efetua.

O sistema de eixos desta norma, assim como a sua nomenclatura, é diferente do utilizado em Tricalc e em outras normativas.



Campo de aplicação

Esta norma, basada no método dos Estados Limite, cobre o caso de estruturas de aço e mistas de edifícios (incluindo edifícios industriais, passagens e suportes de equipamentos), a temperatura ambiente, nos que:

- Os perfis sejam laminados, soldados o sejam tubos estruturais circulares ou retangulares com e sem costura
- As ligações sejam soldadas ou aparafusadas

Para perfis enformados a frio se remete a ABNT NBR 14762:2001.

Materiais

Permitem-se aços para uso estrutural avalizados por uma norma de produto brasileira ou estrangeira (preferivelmente a americana ASTM), com $f_y \leq 450$ MPa e $f_u \geq 1{,}18 \cdot f_y$.

As propriedades mecânicas destes aços são:

- Módulo de elasticidade $E = E_a = 200.000$ MPa
- Coeficiente de Poisson $\nu_a = 0{,}3$

- Módulo de elasticidade transversal G = 77.000 MPa
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta_a = 1{,}2 \cdot 10^{-5}\ ^oC^{-1}$
- Massa específica $\rho_a = 7.850\ kg/m^3$

Na tabela A.1 indicam-se os aços estruturais habituais. Os aços com f_y < 250 MPa não se utilizam na prática.

Tabela A.1 – Aços estruturais da norma brasileira (extrato)

Norma	Tipo	Designação	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ABNT NBR 7007	Aço carbono ou micro liga	MR 250	250	400-560
		AR 350	350	450
		AR 350 COR	350	485
		AR 415	415	520

MR: Média resistência; AR: alta resistência; COR: resistente à corrosão atmosférica

Ações

O coeficiente de ponderação será:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Para as combinações de Estado Limite Último, obtém-se:

- O produto $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ que se denomina por γ_{fg} para ação permanente ou γ_{fq} para ações variáveis.
- Neste caso, $\gamma_{f2} = \psi_0$.

Para as combinações de Estado Limite de Serviço, obtém-se:

- Utilizam-se neste caso $\gamma_{f2} = \psi_1$ ou ψ_2,
- No geral $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3} = 1{,}0$.

Tabela 1. Coeficientes de ponderação $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinação de ações	Ações				
	Permanentes		Variáveis		
	Desf.	Fav.	Gerais	Temp.	Vento
Normais	1,35 ou 1,40	1,0	1,50	1,20	1,40
De construção	1,25 ou 1,30	1,0	1,30	1,00	1,20
Excecionais	1,15 ou 1,20	1,0	1,00	1,00	1,00

Tabela 2. Coeficiente γ_{f2} (coeficientes de combinação ψ_0, ψ_1 e ψ_2)

Ação	γ_{f2}		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios residenciais	0,5	0,4	0,3
Sobrecargas em comércio, escritórios e edifícios públicos	0,7	0,6	0,4
Sobrecargas em bibliotecas, arquivo, escritórios, garagens e coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	0,6	0,3	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,3
Passagens pedonais	0,6	0,4	0,3
Vigas de lançamento de pontes grua	1,0	0,8	0,5
Suportes de vigas de lançamento de pontes grua	0,7	0,6	0,4

Esta tabela coincide com o indicado na norma de betão, ABNT NBR 6118:2004.

Combinações de ações para Estados Limite Últimos

Estabelecem-se as seguintes combinações (idênticas às indicadas na norma de betão ABNT NBR 6118:2004):

- combinações últimas normais

$$\gamma_g \cdot F_{Gk} + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum \gamma_{qj} \cdot \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$$

- combinações últimas especiais (para ações especiais de curta duração) e combinações últimas de construção

$$\gamma_g \cdot F_{Gk} + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum \gamma_{qj} \cdot \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k}$$

$\psi_{0j,ef} = \psi_{2j}$ *quando* $F_{Q,1}$ *é de curta duração (*Tricalc *assume neste caso)*

$\psi_{0j,ef} = \psi_{0j}$ *no resto de casos*

- combinações últimas excecionais

$$\gamma_g \cdot F_{Gk} + F_{Q,exc} + \sum \gamma_{qj} \cdot \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k}$$

Combinações de ações para Estados Limite de Serviço

Estabelecem-se as seguintes combinações (idênticas às indicadas na norma de betão ABNT NBR 6118:2004):

- combinações quase permanentes. Por exemplo para flecha por aparência

$$\cdot F_{Gk} + \sum \cdot \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

- combinações frequentes. Por exemplo para flecha por conforto

$$F_{Gk} + \psi_{1,1} \cdot F_{Q1,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

- combinações raras. Por exemplo para flecha por integridade

$$F_{Gk} + F_{Q1,k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{Qj,k}$$

Resistência

O valor característico da resistência do aço, f_k, corresponde à quantia de 5%. Pode ser substituído pelo valor nominal quando provém de uma norma de produto.

O valor de cálculo da resistência do aço define-se como

$f_d = f_k / \gamma_m$

$\gamma_m = \gamma_a$

Para as comprovações de Estados Limite Últimos, o valor de γ_a é:

Tabela 3. Valores dos coeficientes de ponderação de resistência, γ_a

combinações	Aço estrutural	
	Fluência, encurvadura e instabilidade	Rotura γ_{a2}

	γ_{a1}	
Normais	1,10	1,35
Especiais ou de construção	1,10	1,35
Excecionais	1,00	1,15

Em TricalC é possível definir o valor de γ_{a1} e γ_{a2}, que se utilizará em todas as combinações.

Para as comprovações de Estados Limite Últimos, o valor de γ_a é 1,0.

Estabilidade e análise estrutural

Tipos de análise estrutural

Em relação aos materiais, os esforços internos (axiais, transversos, momentos) podem determinar-se com os seguintes tipos de análise:

- Análise global elástico (ou seja, com um gráfico tensão – deformação linear)
  - Pode utilizar-se em todos os casos, sendo o tipo de análise 'por defeito' o standard desta norma
  - É compatível com uma determinação da resistência da secção plástica
- Análise global plástico (ou seja, com um gráfico tensão – deformação rígido – plástico, elastoplástico perfeito e elastoplástico não linear).
  - Permite-se só para secções compactas, com ligações que tenham suficiente capacidade de rotação
  - Inclui a possibilidade de redistribuição de momentos (plastificação e formação de rótulas plásticas)
  - A não linearidade do material pode estudar-se em alguns casos através uma análise elástica com rigidez reduzida

Em relação aos materiais, o programa realiza uma análise global elástica, apesar da possibilidade de definir barras que só trabalham à tração (tirantes).

Em relação aos deslocamentos, os esforços internos (axiais, transversos e momentos) podem determinar-se com:

- Análise linear de primeira ordem, com base na geometria não deformada da estrutura
- Análise não linear (2ª ordem) com base na geometria deformada da estrutura
  - Necessário quando afeta os esforços internos de forma significativa
  - Podem abordar-se por métodos exatos, simplificados ou corrigindo os resultados da análise de 1ª ordem
  - Inclui os efeitos P-Δ e os P-δ.

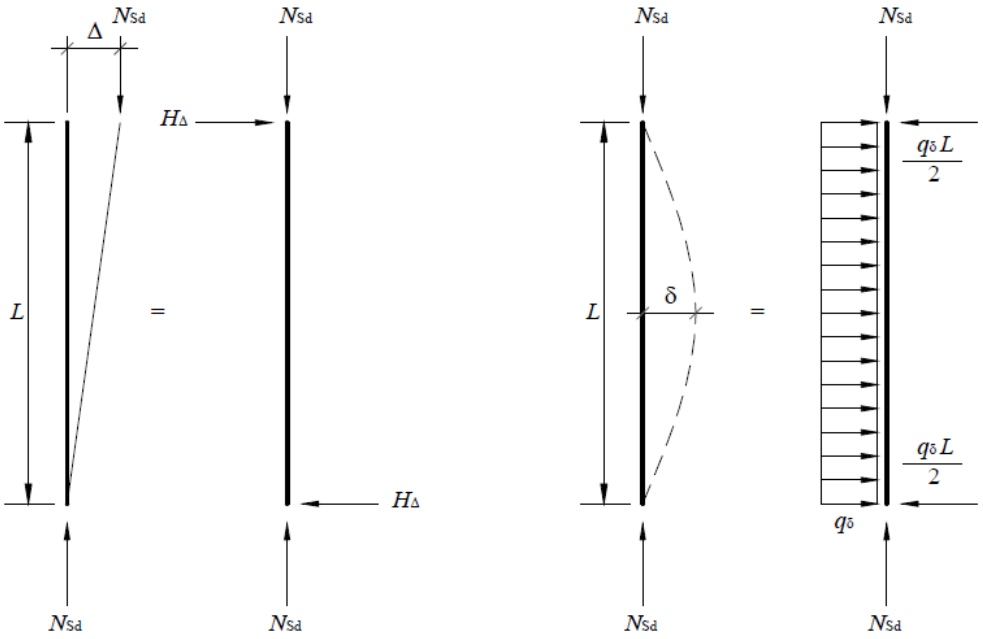
O programa pode levar a cabo tanto uma análise linear de primeira ordem como uma análise de 2ª ordem com base na estrutura deformada, tanto por métodos exatos (análise iterativa) como corrigindo a análise de 1ª ordem através de coeficientes de amplificação.

Imperfeições geométricas iniciais

Baseiam-se numa imperfeição geométrica global Δ = L/500 ou local δ = L/1000, sendo L a distância entre pontos de encastramento. Se um elemento encastra em vários pilares ou vigas, devem considerar-se as imperfeições de todos eles, mas multiplicando-as por (*m* é o número de pilares ou vigas encastradas)

$$\alpha_{red} = [0,5 \cdot (1 + 1/m)]^{0,5}$$

As imperfeições geométricas podem substituir-se por forças equivalentes fictícias (nocionais) como indica a figura 1:



$$H_{\Delta} = \alpha_{red} \sum N_{Sd} \frac{\Delta}{L}$$

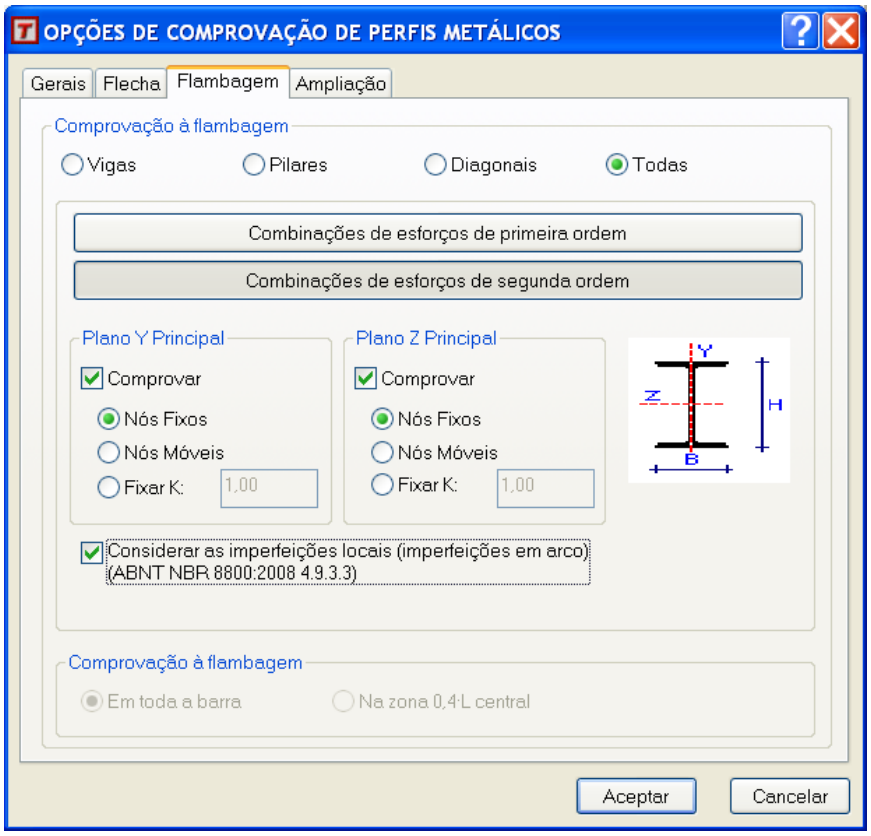
$$\Delta = L/500$$

$$q_{\delta} = 8\,\alpha_{red} \sum N_{Sd} \frac{\delta}{L^2}$$

$$\delta = L/1000$$

No programa utilizam-se estas ações fictícias para definir estas imperfeições:

- A nível global, define-se o deslocamento inicial na direção que se deseje nas opções de cálculo de esforços.
- A nível local, define-se nas opções de comprovação de barras de aço.



Classificação das estruturas pela sua sensibilidade aos deslocamentos laterais

Distingue-se entre estruturas de pequena, média e alta deformabilidade lateral, segundo o valor de:

$$r = (\delta_{i,2ª\ ordem} - \delta_{i,1ª.\ ordem}) / H_i$$

Sendo

δ_i deslocamento horizontal do piso i, calculado em ELU, de 1ª ou 2ª ordem

H_i altura da planta i em relação à base do edifício (a fundação)

- Pequena deformabilidade lateral → $r \leq 1,1$
- Média deformabilidade lateral → $1,1 < r \leq 1,4$
- Grande deformabilidade lateral → $r > 1,4$

A classificação pode fazer-se apenas para a combinação de ações horizontais concomitante com as ações gravíticas máximas, sem ter em conta as imperfeições do material.

O valor de r pode substituir-se pelo valor aproximado B_2, (ver Anexo D) sem ter em conta as imperfeições do material.

Determinação dos esforços de cálculo para ELU

Estruturas de pequena e média deformabilidade lateral

As imperfeições geométricas iniciais devem ter-se em conta através um corrimento relativo entre plantas de *h/333*, sendo h a distância entre eixos de vigas. Pode substituir-se por forças fictícias iguais a $0,003 \cdot N_{Sd}$ (mas não é necessário considera-la na base do edifício).

Devem considerar-se de forma independente em 2 direções ortogonais.

Em estruturas de média deformabilidade material também se considerará a imperfeição do material, reduzindo a rigidez axial e a flexão ao 80% da teórica.

Como alternativa, pode utilizar-se o método do Anexo D (coeficientes de amplificação B_1 e B_2), com a redução de rigidez antes indicada (80%) em estruturas de média deformabilidade lateral.

Em estruturas de baixa deformabilidade pode não se considerar este artigo se:

- O axial das barras que contribuem à rigidez lateral por flexão é maior que 50% da resistência ao axial.
- Consideram-se as imperfeições geométricas iniciais em todas as combinações (incluindo as de vento).
- Aplica-se o coeficiente de amplificação B_1 do Anexo D.

Estruturas de grande deformabilidade lateral

Deve considerar-se a não linearidade geométrica e do material. Também pode utilizar-se o procedimento para estruturas de média deformabilidade lateral, considerando as imperfeições geométricas iniciais em todas as combinações (incluindo as de vento).

Condições específicas para o dimensionamento de elementos de aço

Classificação das secções transversais

A partir da esbelteza (relações largura / espessura) máxima λ dos elementos comprimidos da secção e dos valores de λ_p e λ_r, as secções classificam-se em:

- Compactas: $\lambda \leq \lambda_p$
- Semicompactas: $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$
- Esbeltas: $\lambda > \lambda_r$

As secções compactas permitem plastificação completa da secção. São necessárias para uma análise global plástica, necessitando um eixo de simetria paralelo ao plano da carga (em flexão) e dupla simetria em barras comprimidas.

Os valores de λ_p e $\leq \lambda_r$ estabelecem-se ao longo desta norma para cada tipo de solicitação. Em situações de compressão simples, só se distingue entre secções esbeltas e não esbeltas, pelo que o parâmetro λ_p não se define nesse caso.

Salvo no caso dos tubos circulares, as secções supõem-se formadas por elementos planos. Estes elementos classificam-se em rigidizados (AA) e não rigidizados (AL).

O parâmetro de esbelteza é $\lambda = b / t$

O valor de *b* para elementos AA é:

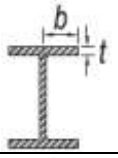
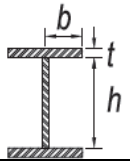
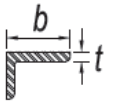
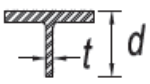
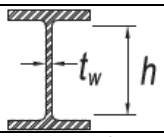
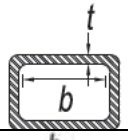
- Almas de secções laminadas I, H ou U: parte plana da alma ($b = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$)

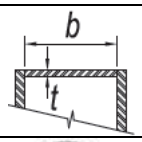
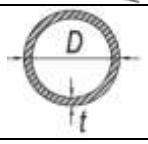
- Almas de secções soldadas I, H, U ou em caixão: distância livre entre banzos ($b = h - 2 \cdot t_f$)
- Banzos de secções em caixão soldadas: distância livre entre almas
- Banzos e almas de tubos estruturais retangulares: parte plana do elemento ou a largura exterior menos 3 vezes a espessura ($b = h - 2 \cdot t - 2 \cdot r$ ou $b = h - 3 \cdot t$)
- Chapas: distância entre linhas de parafusos ou soldaduras

O valor de *b* para elementos AL é:

- Banzos de secções I, H ou T: ½ de largura total do banzo.
- Banzos de secções U ou L: largura total do banzo.
- Chapas: distância entre linha de parafusos ou soldaduras e o bordo livre.
- Alma de secções em T: altura total da secção

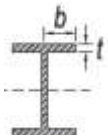
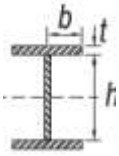
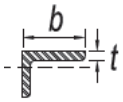
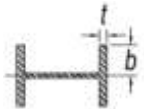
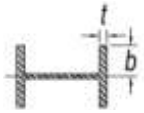
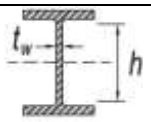
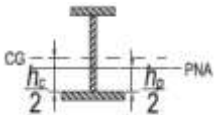
Tabela F.1. Valores de $(b/t)_{lim}$ [valores de λ_r para compressão simples]

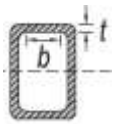
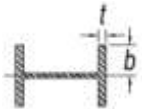
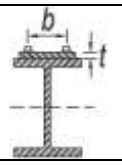
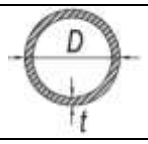
	Descrição	largura / altura	λ_r	Exemplo
Elementos no rigidizadas (AL)	Banzos de secções laminadas em I, U ou T Rigidizadores longitudinais de secções laminadas ou soldadas 2 L justapostas formando T	b / t	$0{,}56\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Banzos de secções soldadas e aparafusadas em I, U ou T	b / t	$0{,}64\sqrt{\frac{k_c \cdot E}{f_y}}$ (nota a)	
	Banzos ou bases de secções em L 2 L separadas formando T Resto de chapas não rigidizadas	b / t	$0{,}45\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Alma de secções em T	d / t	$0{,}75\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
Elementos rigidizados (AA)	Almas de secções em I bissimétricas ou em C ou U	h / t_w	$1{,}49\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Secções tubulares retangulares	b / t	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Chapas de reforço de banzos entre soldaduras o parafusos	b / t	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	

	Resto de elementos rigidizados Secções retangulares em caixão	b / t	$1{,}49\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Tubos estruturais circulares	D / t	$0{,}11\frac{E}{f_y}$	

[a]: $k_c = 4\sqrt{\frac{t_w}{h}}$, com $0{,}35 \le k_c \le 0{,}76$

Tabela G.1 (extrato) [valores de λ_p e λ_r para flexão simples]

	Descrição	Largura / altura	λ_p Compacta / não compacta	λ_r Não compacta / esbelta	Exemplo
Elementos no rigidizadas	Banzos de secções laminadas em I, U (Flexão no eixo forte)	b / t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0{,}83\cdot\sqrt{\frac{E}{0{,}7\cdot f_y}}$	
	Secções em T; 2 L unidas ou separadas (Flexão no eixo forte)	$0{,}5\cdot b_f/t_f$	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Banzos de secções em I soldadas ou aparafusadas (Flexão no eixo forte)	b / t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0{,}95\sqrt{\frac{k_c\cdot E}{0{,}7\cdot f_y}}$ (nota a e b)	
	Banzos o bases de secções em L (Flexão em qualquer eixo)	b / t	$0{,}54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0{,}91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Banzos de secções em I ou C, laminadas (Flexão no eixo débil)	b / t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0{,}83\cdot\sqrt{\frac{E}{0{,}7\cdot f_y}}$	
	Banzos de secções em I ou C, soldadas (Flexão no eixo débil)	b / t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0{,}95\sqrt{\frac{k_c\cdot E}{0{,}7\cdot f_y}}$ (nota a e b)	
	Almas de secções em T	d / t	$0{,}84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1{,}03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos rigidizadas	Almas de secções em I bissimétricas e C	h / t_w	$3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Almas de secções em I simplesmente simétricas	h_c / t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0{,}54\frac{M_{p\ell}}{M_r}-0{,}09\right)^2} \not> \lambda_r$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	

	Banzos de secções tubulares retangulares (RHSS) Banzos de secções retangulares ocas (Flexão no eixo paralelo ao banzo)	b / t	$1{,}12\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Almas de secc. em I ou C (Flexão eixo débil)	h / t_w	$1{,}12\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Chapas de reforço de banzos entre soldaduras ou parafusos	b / t	$1{,}12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secções tubulares retangulares (RHSS) (Flexão no eixo paralelo à alma)	h / t	$2{,}42\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Almas de secções retangulares ocas (Flexão no eixo paralelo à alma)	h / t	$3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Tubo estrutural circular (CHSS) (G.2.7)	D / t	$0{,}07\frac{E}{f_y}$	$0{,}31\frac{E}{f_y}$	

$M_r = 0{,}7 \cdot f_y \cdot W_c \leq f_y \cdot W_t$

Barras prismáticas em tração

Deve cumprir-se

$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$

Salvo em barras com extremo roscado ou barras com parafusos, o axial resistente de cálculo em tração será o menor entre:

- Fluência da secção bruta

$$N_{t,Rd} = A_g \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

- Rotura da secção efetiva

$$N_{t,Rd} = A_e \cdot f_u / \gamma_{a2}$$

Sendo

A_g área bruta da secção

A_e área efetiva da secção, que será a área efetiva (descontando os buracos da secção) reduzida por efeito do "shear lag". No programa toma-se igual à área bruta.

Recomenda-se que em barras tracionadas se cumpra que $L / r \leq 300$, salvo em tirantes de varões (ou outras barras) pré-tracionadas.

Em barras compostas formadas por 2 barras simples separadas pela espessura de uma chapa de ligação, os tramos entre chapas de cada perfil simples recomenda-se que tenham $L / r \leq 300$.

O projetista pode adotar limites maiores se as barras trabalham adequadamente.

Barras prismáticas em compressão

Deve cumprir-se

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

O axial de cálculo resistente à compressão, para os Estados Limite Últimos de instabilidade por flexão, por torsão ou por flexotorsão e para encurvadura local, será:

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

Sendo

χ fator redutor por compressão, determinado segundo o indicado mais adiante;

Q fator redutor global por encurvadura local, determinado segundo o Anexo F (que não se reproduz neste documento).

Recomenda-se que a esbelteza em barras comprimidas cumpra que $K \cdot L / r \leq 200$.

Em barras compostas formadas por 2 barras simples separadas pela espessura de uma chapa de ligação, os tramos entre chapas de cada perfil simples recomenda-se que tenham $\ell / r \leq 0{,}5 \cdot K \cdot L / r$.

Fator de redução χ

Este fator, que será sempre não maior de 1,0, calcula-se como:

$$\lambda_0 \leq 1{,}5 \rightarrow \chi = 0{,}658^{\lambda_0^2}$$

$$\lambda_0 > 1{,}5 \rightarrow \chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2}$$

O índice de esbeltez reduzido, λ_0, calcula-se como:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_c}}$$

Sendo N_c a força axial de encurvadura elástico, calculada de acordo com o Apêndice E (que não se reproduz neste documento).

Barras prismáticas submetidas a flexão

Nesta norma consideram-se as seguintes condições ou casos:

- Secções I ou H bissimétricas com flexão simples num desses eixos
- Secções em I ou H uni simétricas com flexão simples no plano de simetria (no eixo forte). Tricalc no tem este tipo de perfis no seu base de dados.
- Secções em T (ou dois L justapostos ou separadas por uma chapa intermédia formando um T) com flexão simples no eixo forte (perpendicular à alma)
- Secções em U com flexão simples num dos eixos principais
- Secções em caixão ou tubos estruturais retangulares (RHSS), bissimétricas, com flexão simples num desses eixos
- Secções circulares ou retangulares maciças fletindo num eixo principal de inércia
- Secções tubulares circulares com flexão simples

O programa adapta os critérios deste artigo para aplica-los aos casos não contemplados.

Deve cumprir-se que:

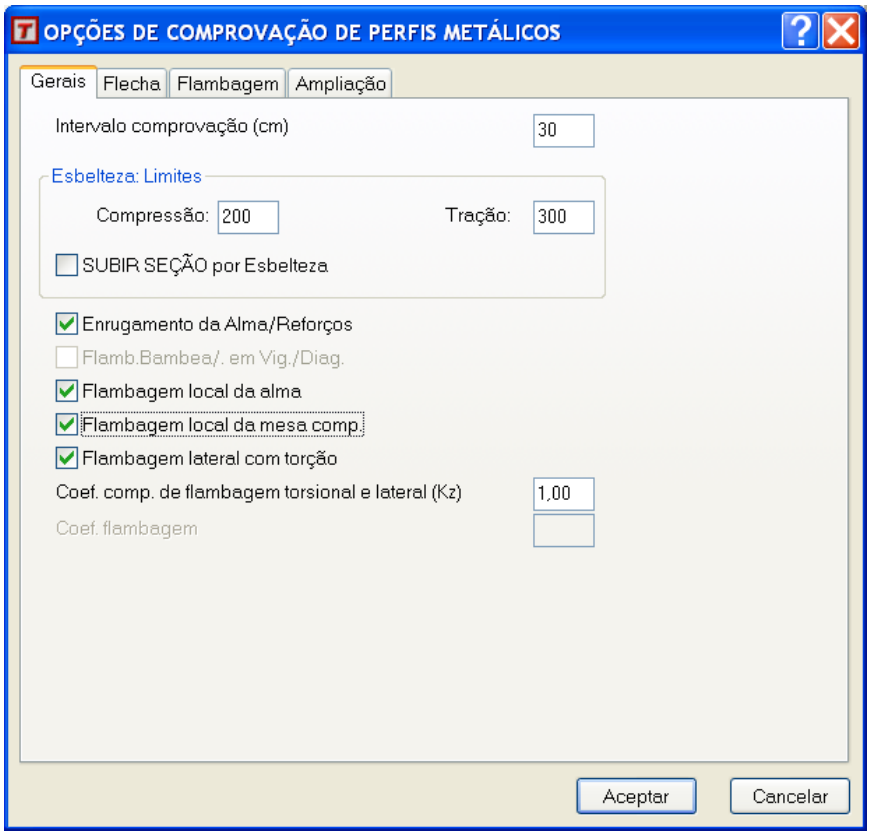
$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

O momento resistente de cálculo determina-se de acordo com os Anexos G e H, não reproduzidos neste documento, tendo em conta as especificações indicadas de seguida.

Devem considerar-se os seguintes Estados Limite Últimos:

- Encurvadura lateral torsional (FLT)
- Encurvadura local do banzo comprimido (FLM)
- Encurvadura local da alma (FLA)
- Encurvadura local em bases de secções em L e em tubos estruturais
- Fluência do banzo tracionado.

A comprovação dos casos FLT, FLA e FLM é opcional no programa de acordo com as opções definidas pelo utilizador, como indica a seguinte figura.



O momento resistente não pode superar $1{,}50 \cdot W \cdot f_y / \gamma_{a1}$, sendo W o módulo resistente elástico mínimo no eixo considerado.

Fator C_b para gráficos de momentos não uniformes

Estabelece-se o fator C_b para considerar gráficos de momentos não uniformes, ou seja, quando existem ações transversais. O seu valor, para um determinado eixo de flexão é:

- Em geral

$$C_b = (12{,}5 \cdot M_{max}) / (2{,}5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C) \cdot R_m \leq 3$$

- Em consolas

$$C_b = 1{,}0$$

Sendo

C_b	Fator modificador por encurvadura lateral-torsional para gráficos de momentos não uniformes.
M_{max}	Máximo momento entre apoios, em valor absoluto
M_A	Momento a ¼ do vão entre apoios, em valor absoluto
M_B	Momento a ½ do vão entre apoios, em valor absoluto
M_C	Momento a ¾ do vão entre apoios, em valor absoluto

R_m	Parâmetro de uni simetria da secção $= 0,5+2\cdot(I_{y,c}/I_y)^2$ flexão no eixo não simétrico com momentos de ambos os sinais $= 1$ no resto de casos
$I_{y,c}$	Inércia do banzo comprimido em relação ao eixo de simetria. Será a menor de ambos os banzos se ambos estiverem comprimidos.
I_y	Inércia da secção completa em relação ao eixo de simetria

Barras prismáticas submetidas a transverso

Deve cumprir-se que:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

O transverso resistente de cálculo, considerando os Estados Limite Últimos de fluência e encurvadura por transverso, calcula-se como se indica nos artigos seguintes

Secções em I, H ou U com flexão no plano da alma (eixo forte)

- $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{Rd} = V_{p\ell} / \gamma_{a1}$$

- $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$V_{Rd} = (\lambda_p / \lambda)\cdot V_{p\ell} / \gamma_{a1}$$

- $\lambda > \lambda_r$

$$V_{Rd} = 1,24\cdot(\lambda_p / \lambda)^2\cdot V_{p\ell} / \gamma_{a1}$$

Sendo

$$\lambda = h / t_w$$

$$\lambda_p = 1,10\sqrt{\frac{k_v\cdot E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,37\sqrt{\frac{k_v\cdot E}{f_y}}$$

$$V_{p\ell} = 0,60\cdot A_w\cdot f_y$$

$$A_w = d\cdot t_w$$

O valor de k_v obtém-se como:

- Almas sem rigidizadores transversais ou com rigidizadores transversais que cumpram que $a / h > 3$ ou $a / h > (260\cdot t_w / h)^2$:

  $k_v = 5$

- Resto dos casos

  $k_v = 5 + 5\cdot(h / a)^2$

λ	esbelteza da alma.
h	secções laminadas: distância interior entre banzos descontando raios de concordância

	secções armadas soldadas: distância interior entre banzos
	secções armadas aparafusadas: distância entre linhas de parafusos
	secções em T: altura total da secção
t_w	espessura da alma
a	distância entre eixos de rigidizadores transversais
d	altura total da secção
$V_{pł}$	resistência ao transverso por fluência
A_w	área efetiva de transverso

Se há rigidizadores transversais, estes cumprirão:

- A relação altura / espessura, será não maior que $0,56 \cdot (E / f_y)^{0,5}$
- A inércia, I_{st}, de um par de rigidizadores em relação ao centro da alma ou de um rigidizador em relação à face da alma em contacto, será:

$$I_{st} \geq a \cdot t_w^3 \cdot j$$

$$j = 2,5 \cdot (h / a)^2 - 2 \geq 0,5$$

Secções em caixão e tubos estruturais retangulares

Procede-se de igual modo que no caso de uma secção em I mas considerando $k_v = 5$ e tendo em conta que há 2 almas.

Secções em T fletidas no plano da alma

Procede-se de igual modo que no caso de secções em I mas considerando $k_v = 1,2$ e devendo-se cumprir que $d / t_w \leq 260$.

Secções formadas por 2 L em forma de T fletidas no plano de simetria

Procede-se de igual modo que em secções em I mas considerando $k_v = 1,2$; devendo-se cumprir que $d / t_w \leq 260$ e com

$$A_w = 2 \cdot b_f \cdot t_f$$

Secções em I, H ou U com flexão no eixo débil

Procede-se de igual modo que no caso de flexão no eixo forte mas considerando

A_w	$= 2 \cdot b_f \cdot t_f$
h / t_w	$= b / t_f$
k_v	$= 1,2$
b	$= 0,5 \cdot b_f$ para banzos de secções em I ou H (a metade da largura total da H)
	$= b_f$ para banzos de secções em U (a largura total da secção)

Secções tubulares circulares

Neste caso:

$V_{Rd} = 0,5 \cdot \tau_{cr} \cdot A_g / \gamma_{a1}$

Sendo τ_{cr} o maior entre os dos seguintes valores (mas com $\tau_{cr} \leq 0,6 \cdot f_y$):

$$\tau_{cr} = 1,60 \cdot E \cdot \sqrt{\frac{D}{L_v}} \left(\frac{t}{D} \right)^{\frac{5}{4}}$$

$\tau_{cr} = 0,78 \cdot E \cdot (t / D)^{3/2}$

Sendo

A_g	área bruta da secção
D	diâmetro exterior do tubo
L_v	distância entre o valor máximo do transverso e o transverso nulo
t	espessura de cálculo

Barras prismáticas submetidas a esforços combinados

Este artigo cobre o caso de secções submetidos ao axial, flexão num dos eixos, transverso e torsão combinados.

Barras submetidas ao axial, flexão e transverso

Este artigo cobre o caso de compressão o tração conjuntamente com flexão em ambos eixos:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \Rightarrow \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \Rightarrow \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1$$

Sendo

N_{Rd}	axial resistente de cálculo de acordo com o artigo correspondente;
$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$	momentos fletores resistentes de cálculo em cada eixo de acordo com o artigo correspondente.

Barras submetidas a torsão, axial, flexão e transverso

Secções tubulares circulares e retangulares submetidas só a torsão

Para o Estado Limite Último de fluência ou encurvadura por torsão cumpre-se:

$T_{Sd} \leq T_{Rd}$

- Para tubos circulares, CSHS, o torsor resistente será maior de

$$T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} 1{,}23 \cdot W_T \cdot E \cdot \sqrt{\frac{D}{L}} \left(\frac{t}{D} \right)^{5/4} \leq \frac{0{,}60 \cdot W_T \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} 0{,}60 \cdot W_T \cdot E \cdot \left(\frac{t}{D} \right)^{3/2} \leq \frac{0{,}60 \cdot W_T \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

Sendo

W_T	$= 0{,}5 \cdot \pi \cdot (D - t)^2 \cdot t$; módulo resistente a torsão
L	comprimento da barra

- Para tubos retangulares, RSHS, o torsor resistente será

$$\frac{h}{t} \leq 2{,}45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow T_{Rd} = \frac{0{,}60 \cdot W_T \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$2{,}45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 3{,}07 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow T_{Rd} = \frac{0{,}60 \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \cdot \frac{2{,}45 \cdot t}{h} \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$3{,}07 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 260 \Rightarrow T_{Rd} = 0{,}46 \cdot \pi^2 \cdot W_T \cdot E \cdot \left(\frac{t}{h} \right)^2 \qquad \textit{(H3-5)}$$

Sendo

W_T	$= 2 \cdot (B - t) \cdot (H - t) \cdot t - 4{,}5 \cdot (4 - \pi) \cdot t^3$; módulo resistente a torsão
B, H	dimensões exteriores do tubo
h	largura plano maior de ambos lados
t	espessura

Secções tubulares circulares e retangulares submetidas só a torsão, axial, transverso e flexão biaxial

Quando $T_{Sd} \leq 0{,}20 \cdot T_{Rd}$, pode depreciar-se a torsão e utilizar o artigo correspondente ao axial, flexão e transverso. De o contrário, se cumprirá:

$$N_{Sd} / N_{Rd} + M_{Sd} / M_{Rd} + (V_{Sd} / V_{Rd} + T_{Sd} / T_{Rd})^2 \leq 1$$

Sendo

N_{Rd}	axial resistente de cálculo, de acordo com 5.2 o 5.3;
M_{Rd}	momento fletor de cálculo de acordo com 5.4.2;
V_{Rd}	transverso resistente de cálculo de acordo com 5.4.3;
T_{Rd}	torsor resistente de cálculo de acordo com 5.5.2.1

Secções de qualquer tipo submetidas a torsão, axial, transverso e flexão biaxial

Se realiza uma comprovação tensional em base à resistência de materiais, com:

- Para o Estado Limite Último de fluência em relação às tensões normais:

$$\sigma_{Sd} \leq f_y / \gamma_{a1}$$

- Para o Estado Limite Último de fluência em relação às tensões tangenciais

$$\tau_{Sd} \leq 0{,}60 \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

- Para o Estado Limite Último de instabilidade ou encurvadura em relação às tensões normais

$$\sigma_{Sd} \leq \chi \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

- Para o Estado Limite Último de instabilidade ou encurvadura em relação às tensões tangenciais

$$\tau_{Sd} \leq 0{,}60 \cdot \chi \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

Sendo

χ fator redutor por compressão, calculado a partir de λ_0:

λ_0 $= (f_y / \sigma_e)^{0,5}$ para tensões normais

$= (0{,}60 \cdot f_y / \tau_e)^{0,5}$ para tensões tangenciais

σ_e tensão elástica crítica normal

τ_e tensão elástica crítica tangencial

Deformações máximas admissíveis

O responsável do projeto estabelecerá com que combinações de ações e se terá em conta ou não a carga permanente, sendo comparada a máxima flecha admissível estabelecida na tabela C.1.

Tabela C.1 – Deformações máximas

Caso	δ
Correias para fachadas[a]	
Vertical	L / 180
Perpendicular à fachada	L / 120
Correias em cobertura[a]	
Sentido gravítico	L / 180
Sentido contrário	L / 120
Vigas em coberturas[b]	L / 250
Vigas de piso[b]	L / 350
Vigas que apoiam pilares[b]	L / 500
Vigas carril de pontes grua©	
Flecha vertical para pontes grua de < 200 kN de capacidade	L / 600
Flecha vertical para pontes grua de ≥ 200 kN de capacidade	L / 800
Flecha vertical para pontes grua siderúrgicos de ≥ 200 kN de capacidade	L / 1000
Flecha horizontal (salvo p.g. siderúrgicos)	L / 400
Flecha horizontal em p.g. siderúrgicos	L / 600
Naves industriais de um piso	
Deslocamento horizontal dos pilares	H / 300
Deslocamento horizontal dos apoios de pontes grua	H / 400
Edifícios de mais de dois pisos: deslocamento horizontal	
Total do edifício	H / 400

De um piso (descontando movimento de corpo rígido)	h / 500

[a]combinações raras das sobrecargas

[b]Se há panos de paredes sobre ou sob a viga solidarizados a ela, não excedendo os 15 mm.

[c]combinações raras

L	comprimento do vão o dobro da comprimento da consola
H	altura total do pilar (de todas os pisos)
h	altura do piso

No programa pode estabelecer-se a flecha máxima admissível das sobrecargas em combinação rara e a flecha máxima admissível da carga total em combinação quase permanente.

ABNT NBR 14762:2010: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis enformados a frio

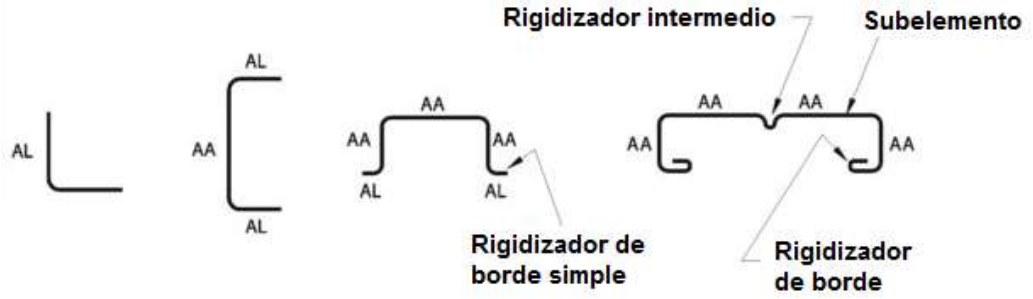
Introdução

O Tricalc incorpora grande parte das especificações que a ABNT NBR 14762:2010 contempla para o desenho de estruturas de aço constituídas por perfis enformados a frio. É importante ler detalhadamente a implementação da ABNT NBR 14762:2010 que o Tricalc adota de modo a que o utilizador possa complementar, os cálculos obtidos com o programa, com outros cálculos suplementares realizados por sua iniciativa, uma vez que o programa não os efetua.

O sistema de eixos desta norma, assim como a sua nomenclatura, é diferente do utilizado em Tricalc e em outras normativas.

Campo de aplicação

Esta norma baseia-se na teoria de Estados Limite e cobre o estudo dos perfis de aço carbono ou de baixa mistura da liga, enformados a frio, com ligações aparafusadas ou soldadas para edifícios.



Em Tricalc só se considera o caso de secções abertas em U, C, L, Z, Ω e 2C ou 2U com as almas em contacto. Não se contemplam portanto rigidizadores intermédios nem rigidizadores de bordo que não sejam simples.

Materiais

Permitem-se aços para uso estrutural com $f_u \geq 1{,}08 \cdot f_y$ e alargamento em rotura não menor que 10%.

Las propriedades mecânicas destes aços são:

- Módulo de elasticidad $E = E_a = 200.000$ MPa
- Coeficiente de Poisson $\nu_a = 0,3$
- Módulo de elasticidade transversal $G = 77.000$ MPa
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta_a = 1,2 \cdot 10^{-5}$ ºC^{-1}
- Massa específica $\rho_a = 7.850$ kg/m^3

Tabela 1 – Chapas finas de aço estrutural da norma brasileira (extrato)

Norma	Tipo	Designação	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ABNT NBR 6649 / 6650	Aço carbono Laminado a frio / quente	CF-26 CF-28 CF-30	260 280 --- / 300	400 / 410 440 --- / 490
ABNT NBR 5004	Aço de baixa mistura de liga e alta resistência mecânica	F-32/Q-32 F-35/Q-35 Q-40 Q-42 Q-45	310 340 380 410 450	410 450 480 520 550
ABNT NBR 7008 ABNT NBR 7013 ABNT NBR 14964	Chapas e bobinas Aço galvanizado	ZAR 250 ZAR 280 ZAR 320 ZAR 345 ZAR 400	250 280 320 345 400	360 380 390 430 450

Ações

Consulte o artigo do mesmo nome da norma NBR 8800:2008, já que é idêntico em ambas normas.

Resistência

O valor característico da resistência do aço, f_k, corresponde à quantia de 5%. Pode ser substituído pelo valor nominal quando provém de uma norma de produto.

O valor de cálculo da resistência do aço se define como

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

Para as combinações de Estado Limite Último, o valor de γ_m, ou simplesmente γ, define-se ao longo desta norma.

No caso das combinações de Estado Limite de Serviço, $\gamma_m = \gamma = 1,0$.

Limite de fluência e seu aumento pelo enformado a frio

Como limite elástico ou de fluência pode utilizar-se:

- O valor de f_y do aço virgem, que sempre pode utilizar-se

- O valor modificado f_{ya} pelo enformado, de acordo com o Anexo B.

O programa sempre utiliza o limite elástico do aço virgem, f_y, que se fixa nas opções do programa.

Estabilidade e análise estrutural

Esta norma remete à ABNT NBR 8800:2008, pelo que se remete o artigo do mesmo nome dessa norma neste Manual de Normativas.

Métodos para dimensionamento das barras

Nesta norma permitem-se os seguintes métodos:

- Método da largura efetiva (MLE)
  - A secção eficaz calcula-se em base a larguras reduzidos de sus elementos
  - A distorção calcula-se segundo os artigos 9.7.3 e 9.8.2.3
- Método da secção efetiva (MSE)
  - A secção efetiva é calculada diretamente
  - A distorção calcula-se segundo os artigos 9.7.3 e 9.8.2.3
- Método de resistência direta (MRD)
  - Na base à secção bruta e análise geral de estabilidade elástica que tenha em conta todos os possíveis modos de encurvadura (de acordo com o Anexo C)

Também se permite a análise através ensaios conforme a secção 11 da norma.

Em Tricalc o método de largura efetiva, MLE, em consonância com o método da norma europeia EN 1993-1-3 e com o método adotado no programa para a norma estado-unidense AISI S100-07.

Condições específicas para o dimensionamento de barras

Condições gerais

Os valores máximos da relação largura / espessura, sem considerar rigidizadores intermédios são os seguintes:

- Elemento comprimido rigidizado (AA) unido num extremo a um banzo ou alma e no outro a um lábio com $I_s < I_a$:

  $b / t \leq 60$; recomenda-se $b / t \leq 30$

- Elemento comprimido rigidizado (AA) unido num extremo a um banzo ou alma e no outro a um lábio ou outro elemento AL com $I_s \geq I_a$:

  $b / t \leq 90$

- Alma não reforçada de secção em U (AA) submetida à compressão uniforme

  $b / t \leq 90$

- Elemento comprimido rigidizado (AA) unido a dois elementos não rigidizados (AL)

  $b / t \leq 500$; recomenda-se $b / t \leq 250$

- Elemento comprimido não rigidizado (AL):

  $b / t \leq 60$; recomenda-se $b / t \leq 30$

- Alma não reforçada de secção não em U (AA)

$b / t \leq 200$

Se alguma destas condições não se cumpre, o programa indica-o com o correspondente erro de comprovação.

Encurvadura local

Este artigo determina a secção eficaz ou efetiva da barra através o método MLE, de forma que não se produza a encurvadura local dos elementos constitutivos da secção. Só se considera o caso de resistência (Estados Limite Últimos).

Largura efetiva de elementos AA ou AL

- Elementos AA; elementos AL com ambos extremos comprimidos ($\psi \geq 0$)

  $\lambda_p \leq 0{,}673 \rightarrow b_{ef} = b$

  $\lambda_p > 0{,}673 \rightarrow b_{ef} = b \cdot (1 - 0{,}22 / \lambda_p) / \lambda_p$

- Elementos AL com apenas um extremo comprimido ($\psi < 0$)

  $\lambda_p \leq 0{,}673 \rightarrow b_{ef} = b_c$

  $\lambda_p > 0{,}673 \rightarrow b_{ef} = b_c \cdot (1 - 0{,}22 / \lambda_p) / \lambda_p$

Sendo

$\lambda_p = (\sigma / \sigma_{cr})^{0,5}$

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

b	largura do elemento
b_c	largura da região comprimida do elemento, calculada com a secção efetiva
λ_p	esbelteza reduzida do elemento
σ_{cr}	tensão convencional de encurvadura do elemento
t	espessura do elemento
k	coeficiente de encurvadura local do elemento (ver tabelas 5 e 6)
ν	coeficiente de Poisson
σ	tensão normal de compressão

Para o cálculo de σ, tem-se:

- Para o Estado Limite Último de fluência
  Para cada elemento parcial o totalmente comprimido, σ é a máxima tensão de compressão do elemento calculada com a secção eficaz quando se alcança a tensão de fluência em qualquer ponto da secção. Requer um cálculo iterativo
- Para o Estado Limite Último de instabilidade (encurvadura)
  $\sigma = \chi \cdot f_y$ no caso compressão simples (encurvadura por compressão)
  $\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y$ no caso de flexão simples (encurvadura lateral torsional)

$\sigma = f_y$ estará do lado da segurança, que é o valor adotado pelo programa.

Tabela 5 – Largura efetiva e valor de k em elementos AA

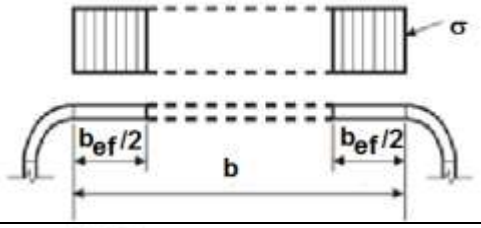
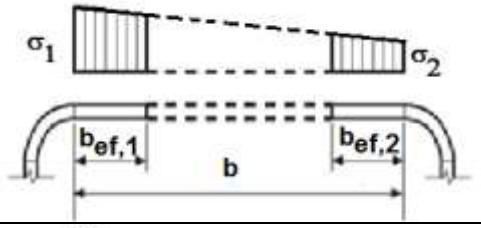
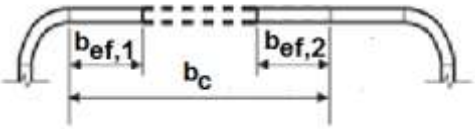
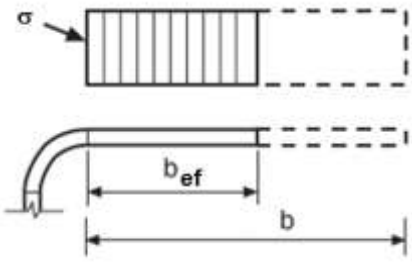
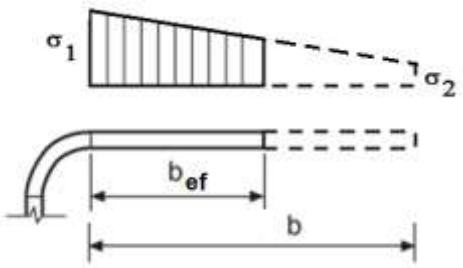
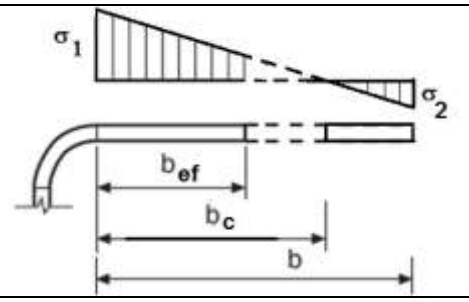
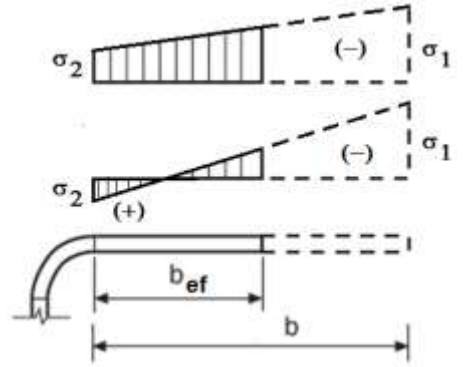
Caso	Descrição	k e b_{ef}
a		ψ = 1 k = 4
b		0 ≤ ψ < 1 $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2 \cdot (1 - \psi) + 2 \cdot (1 - \psi)^3$
c		–0.236 < ψ < 0 $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2 \cdot (1 - \psi) + 2 \cdot (1 - \psi)^3$
d		–∞ < ψ ≤ –0.236 $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi) \leq 0{,}5 \cdot b_{ef}$ $b_{ef,2} = 0{,}5 \cdot b_{ef}$ $k = 4 + 2 \cdot (1 - \psi) + 2 \cdot (1 - \psi)^3$

Tabela 6 – Largura efetiva e valor de k em elementos AL

Caso	Descrição	k e b_{ef}
a		ψ = 1 k = 0,43

b		$0 \leq \psi < 1$ $k = 0{,}578 / (\psi + 0{,}34)$
c		$-1 \leq \psi < 0$ $k = 1{,}7 - 5 \cdot \psi + 17{,}1 \cdot \psi^2$
d		$-1 \leq \psi < 0$ $k = 0{,}57 - 0{,}21 \cdot \psi + 0{,}07 \cdot \psi^2$

O valor de ψ define-se como

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1; \text{ com } \sigma_1 \leq \sigma_2; \sigma < 0 \text{ para compressão}$$

Portanto, estará no intervalo entre +1 e -∞. Como só interessam os elementos com pelo menos um extremo comprimido, cumpre-se sempre que $0 > \sigma_1$.

Largura efetiva em elementos uniformemente comprimidos com lábio simples

Trata-se de um caso particular do caso da tabela 5.

- Se $\lambda_{p0} \leq 0{,}673$

  $I_a = 0$ *(não se necessita rigidizador do lábio)*

  $b_{ef} = b$

  $b_{ef,1} = b_{ef,2} = b_{ef} / 2$

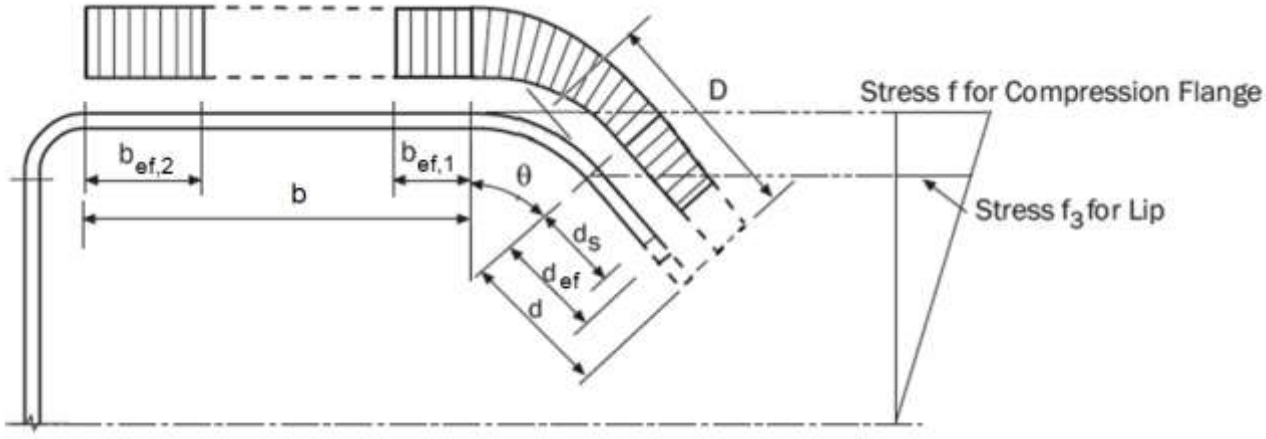
  $d_s = d_{ef}$

- Se $\lambda_{p0} > 0{,}673$

$b_{ef,1} = 0,5 \cdot b_{ef} \cdot (I_s / I_a) \leq 0,5 \cdot b_{ef}$

$b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$

$d_s = d_{ef} \cdot (I_s / I_a) \leq d_{ef}$



Sendo

$$\lambda_{p0} = \frac{b}{0,623 \cdot t} \sqrt{\frac{\sigma}{E}}$$

$I_s = d^3 \cdot t \cdot sen^2 \theta / 12$

$I_a = 399 \cdot t^4 \cdot [0,487 \cdot \lambda_{p0} - 0,328]^3 \leq t^4 \cdot [56 \cdot \lambda_{p0} + 5]$

σ	tensão normal, definida em 9.2.2.1
b	largura plana do elemento
$b_{ef,1}$, $b_{ef,2}$	as duas partes em que se divide ou largura efetiva, b_{ef}
t	espessura do elemento
d_s	largura efetiva reduzida do rigidizador, utilizado no cálculo da secção eficaz
d_{ef}	largura efetiva auxiliar do rigidizador, calculado segundo 9.2.2.1.
θ	ângulo do rigidizador com o elemento, com $40º \leq \theta \leq 140º$
I_a	momento de inércia do rigidizador necessário para considerar o elemento como rigidizado (em relação a um eixo paralelo ao elemento pelo baricentro do rigidizador?)
I_s	momento de inércia de todo o rigidizador (sem considerar a zona curva), em relação a um eixo paralelo ao elemento a rigidificar pelo baricentro do rigidizador
b_{ef}	largura efetiva do elemento segundo 9.2.2.1 com o seguinte valor de k:

$D/b \leq 0,25 \rightarrow k = 3,57 \cdot (I_s / I_a)^n + 0,43 \leq 4$; tomando $(I_s / I_a) \leq 1$

$0,25 < D/b \leq 0,8 \rightarrow k = (4,82 - 5 \cdot D/b) \cdot (I_s / I_a)^n + 0,43 \leq 4$; tomando $(I_s / I_a) \leq 1$

$n = 0,582 - 0,122 \cdot \lambda_{p0} \geq 1 / 3$

Poderia dizer-se portanto que se D > 0,8·b, o lábio passa a ser um elemento não rigidizado (AL).

Rigidizadores transversais

O programa não considera a possibilidade de rigidizadores transversais (perpendiculares à diretriz da barra) em secções enformadas a frio.

Barras tracionadas

Deve cumprir-se que

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

A resistência à tração deve ser a menor entre os Estados Limite Últimos de fluência da secção bruta e rotura da secção efetiva (tanto em zonas de ligação como do nó).

- Fluência da secção bruta

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_y / \gamma$$

$$\gamma = 1,10$$

- Rotura da secção efetiva fora das zonas de ligação

$$N_{t,Rd} = A_{n0} \cdot f_u / \gamma$$

$$\gamma = 1,35$$

- Rotura da secção efetiva nas zonas de ligação (esta comprovação não é realizada pelo programa)

$$N_{t,Rd} = C_t \cdot A_n \cdot f_u / \gamma$$

$$\gamma = 1,65$$

Sendo

A	área da secção bruta
A_{n0}	área efetiva da secção fora das zonas de ligação (descontando aberturas e recortes não associados a ligações). No programa considera-se igual à área da secção bruta.
A_n	área efetiva da secção nas zonas de ligação, descontando aberturas (com formulação especial para aberturas não regulares), recortes ou as partes que não transmitam tração à ligação
C_t	coeficiente redutor do área efetiva

Recomenda-se que a esbelteza das peças tracionadas seja

$$L / r \leq 300$$

Barras comprimidas

Deve cumprir

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

Recomenda-se que a esbelteza de peças comprimidas cumpra

$$K \cdot L / r \leq 200$$

Encurvadura por flexão, torsão e flexo torsão

Neste caso

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A_{ef} \cdot f_y / \gamma$$

$\gamma = 1,20$

Sendo

$$\lambda_0 \leq 1,5 \Rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\lambda_0 > 1,5 \Rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$\lambda_0 = (A \cdot f_y / N_e)^{0,5}$

N_e mínimo entre as tensões elásticas de encurvadura por flexão, por torsão e por flexo-torsão, segundo os artigos 9.7.2.1 a 9.7.2.3 desta norma (que não se reproduzem neste documento);

A área bruta da secção;

A_{ef} área efetiva, calculada segundo o método MLE, com $\sigma = \chi \cdot f_y$;

Em Tricalc, A_{ef} calcula-se para a tensão f_y, o que está do lado da segurança

Encurvadura por distorção (empenamento)

Para secções abertas submetidas a empenamento, $N_{c,Rd}$ será:

$N_{c,Rd} = \chi_{dist} \cdot A \cdot f_y / \gamma$

$\gamma = 1,20$

Sendo

$\lambda_{dist} \leq 0,561 \rightarrow \chi_{dist} = 1$

$\lambda_{dist} > 0,561 \rightarrow \chi_{dist} = (1 - 0,25 / \lambda_{dist}^{1,2}) / \lambda_{dist}^{1,2}$

$\lambda_{dist} = (A \cdot f_y / N_{dist})^{0,5}$

χ_{dist} fator redutor da resistência a compressão por empenamento

A área bruta da secção

λ_{dist} índice de esbelteza reduzida associado ao empenamento

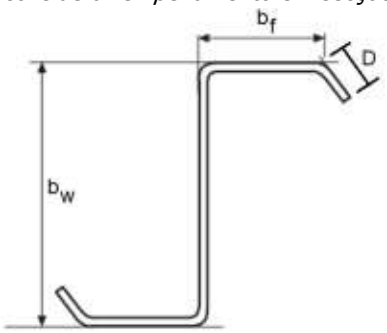
N_{dist} axial de encurvadura elástico por empenamento.

Dado que a norma não define como obter o valor de N_{dist}, o programa não realiza esta comprovação.

Para secções em C o Z (banzos iguais com rigidizadores de lábio simples), se a relação D/b_w é maior o igual da indicada na tabela 11, não é necessário considerar o empenamento. Esta comprovação é realizada pelo programa, considerando-se no caso de não cumprir, que a peça falha por empenamento.

Tabela 11 – Valor mínimo de D/b_w para não considerar empenamento em secções C ou Z

	b_w / t				
b_f / b_w	250	200	125	100	50
0,4	0,02	0,03	0,04	0,04	0,08
0,6	0,03	0,04	0,06	0,06	0,15
0.8	0,05	0,06	0,08	0,10	0,22
1,0	0,06	0,07	0,10	0,12	0,27
1,2	0,06	0,07	0,12	0,15	0,27
1,4	0,06	0,08	0,12	0,15	0,27
1,6	0,07	0,08	0,12	0,15	0,27
1,8	0,07	0,08	0,12	0,15	0,27
2,0	0,07	0,08	0,12	0,15	0,27



Barras submetidas a flexão simples

Para barras submetidas a momento fletor e esforço transverso. Se deve cumprir:

$M_{Sd} \leq M_{Rd}$

$V_{Sd} \leq V_{Rd}$

Momento fletor

O valor do momento resistente de cálculo, M_{Rd}, será o menor dos indicados nos capítulos seguintes.

Início de fluência da secção efetiva

Neste caso

$M_{Rd} = W_{ef} \cdot f_y / \gamma$

$\gamma = 1,10$

W_{ef} é o módulo resistente da secção eficaz referido à fibra extrema que primeiro alcança o limite de fluência. Calcula-se de acordo com MLE (método dos larguras efetivos), com $\sigma = f_y$ na fibra extrema

Encurvadura lateral com torsão, FLT

Neste caso

$M_{Rd} = \chi_{FLT} \cdot W_{c,ef} \cdot f_y / \gamma$

$\gamma = 1,10$

Sendo

$W_{c,ef}$ módulo resistente da secção eficaz referido à fibra extrema comprimida, calculada segundo MLE (método dos larguras efetivos) com $\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y$ na fibra extrema

χ_{FLT} coeficiente redutor do momento resistente por encurvadura lateral com torsão

χ_{FLT} calcula-se como:

$\lambda_0 \leq 0,6 \rightarrow \chi_{FLT} = 1$

$0,6 < \lambda_0 < 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = 1,11 \cdot (1 - 0,270 \cdot \lambda_0^2)$

$\lambda_0 \geq 1{,}336 \quad \rightarrow \chi_{FLT} = 1 / \lambda_0^2$

$\lambda_0 = (W_c \cdot f_y / M_e)^{0,5}$

Sendo

W_c módulo resistente elástico da secção bruta referido à fibra extrema comprimida

M_e momento fletor de encurvadura lateral com torsão em regime elástico, calculado segundo estabelece a norma (não reproduzido neste documento)

Encurvadura por distorção (empenamento)

Para secções abertas submetidas a empenamento, M_{Rd} será:

$M_{Rd} = \chi_{dist} \cdot W \cdot f_y / \gamma$

$\gamma = 1{,}10$

Sendo

$\lambda_{dist} \leq 0{,}673 \quad \rightarrow \chi_{dist} = 1$

$\lambda_{dist} > 0{,}673 \quad \rightarrow \chi_{dist} = (1 - 0{,}22 / \lambda_{dist}) / \lambda_{dist}$

$\lambda_{dist} = (W \cdot f_y / M_{dist})^{0,5}$

χ_{dist} fator redutor da resistência a flexão por empenamento

W módulo resistente elástico da secção bruta

λ_{dist} índice de esbelteza reduzida associado ao empenamento

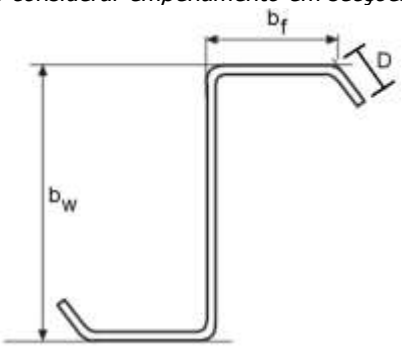
M_{dist} momento fletor de encurvadura elástico por empenamento

Dado que a norma não define como obter o valor de M_{dist}, o programa não realiza esta comprovação.

Para secções em C ou Z (banzos iguais com rigidizadores de lábio simples), se a relação D/b_w é maior ou igual da indicada na tabela 14, não é necessário considerar o empenamento por flexão. O programa realiza esta comprovação, que no caso de não ser cumprida, assume-se que a secção falha por empenamento.

Tabela 14 – Valor mínimo de D/b_w para não considerar empenamento em secções C ou Z

	b_w / t				
b_f / b_w	250	200	125	100	50
0,4	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0,6	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0.8	0,05	0,06	0,09	0,12	0,22
1,0	0,05	0,06	0,09	0,11	0,22
1,2	0,05	0,06	0,09	0,11	0,20
1,4	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,6	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,8	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19
2,0	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19



Para correias unidas a uma chapa pelo banzo tracionado, existe um método específico no Anexo F, que não é considerado pelo programa.

Transverso

O transverso resistente, V_{Rd}, calcula-se como:

$h/t \leq 1{,}08 \cdot (E \cdot k_v / f_y)^{0,5}$ → $V_{Rd} = 0{,}60 \cdot f_y \cdot h \cdot t / \gamma$

$1{,}08 \cdot (E \cdot k_v / f_y)^{0,5} < h/t \leq 1{,}40 \cdot (E \cdot k_v / f_y)^{0,5}$ → $V_{Rd} = 0{,}65 \cdot t^2 \cdot (E \cdot k_v \cdot f_y)^{0,5} / \gamma$

$h/t > 1{,}40 \cdot (E \cdot k_v / f_y)^{0,5}$ → $V_{Rd} = 0{,}905 \cdot E \cdot k_v \cdot t^3 / (h \cdot \gamma)$

$\gamma = 1{,}10$

Sendo

h	altura plana da alma medida no plano da alma
t	espessura da alma
k_v	fator de encurvadura por transverso da alma

Para obter k_v:

- Almas sem rigidizadores transversais, o com eles com a/h > 3

$k_v = 5{,}0$

- Almas com rigidizadores transversais

$k_v = 5 + 5 \cdot (h / a)^2$

Sendo

a	distância livre entre rigidizadores transversais da alma

Para secções com várias almas, cada uma considera-se separadamente com o seu transverso correspondente.

O programa não considera a possibilidade de colocar rigidizadores transversais em secções abertas de chapa enformada a frio, pelo que k_v = 5,0.

Flexão e transverso combinados

Para almas sem rigidizadores de transverso, cumpre-se:

$(M_{Sd} / M_{Rd})^2 + (V_{Sd} / V_{Rd})^2 \leq 1{,}0$

Para almas com rigidizadores de transverso, cumpre-se:

$0{,}6 \cdot M_{Sd} / M_{Rd} + V_{Sd} / V_{Rd} \leq 1{,}3$

Sendo

M_{Rd}	momento fletor resistente;
V_{Rd}	transverso resistente;

Barras submetidas a flexão composta

Deve cumprir-se que

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

Sendo

N_{Rd}	axial resistentes de tração ou compressão;
$M_{x,Rd}$, $M_{y,Rd}$	momentos resistentes em cada eixo;

Deformações máximas admissíveis

Define-se a flecha máxima admissível, com valores iguais aos definidos na norma ABNT NBR 8800:2008.